



TUGAS AKHIR - RC14-1501

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG

HANGGORO ISKANDAR PUTRA WIJAYA
NRP. 3114.106.030

Dosen Pembimbing I :
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Program Studi Lintas Jalur
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA
PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL
AHMAD YANI SEMARANG**

HANGGORO ISKANDAR PUTRA WIJAYA
NRP. 3114.106.030

Dosen Pembimbing I :
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

Dosen Pembimbing II :
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017



FINAL PROJECT – RC14-1501

**DRAINAGE SYSTEM PLANNING IN DEVELOPING
OF AHMAD YANI INTERNATIONAL AIRPORT
SEMARANG**

HANGGORO ISKANDAR PUTRA WIJAYA
NRP. 3114.106.030

Academic Advisor
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.

Co Academic Advisor
Dr. Ir. Edijatno, CES., DEA.

DEPARTEMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty Of Civil Engineering And Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya
2017

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA
PENGEMBANGAN BANDAR UDARA
INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada
Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:

HANGGORO ISKANDAR PUTRA WIJAYA
NRP. 3114 106 030

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir:

Pembimbing I

1. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc
(NIP. 195303021987041001)

Pembimbing II

2. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA
(NIP. 195203111980031003)

SURABAYA
JANUARI, 2017

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG

Nama Mahasiswa : Hanggoro Iskandar Putra Wijaya
NRP : 3114106030
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing 1 : Ir. Bambang Sarwono, MSc
Dosen Pembimbing 2 : Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA.

ABSTRAK

Bandara Internasional Ahmad Yani merupakan bandara yang melayani penerbangan di Jawa Tengah dan kota Semarang khususnya. Meningkatnya kebutuhan akan transportasi yang memadai, mendorong perlunya akan perluasan bandara. Proyek pengembangan Bandara Ahmad Yani bertujuan untuk menambah kapasitas bandara, dari pengembangan bandara maka diperlukan sistem saluran drainase yang mampu mengakomodir debit limpasan air yang ada.

Pengerjaan Tugas Akhir ini dilakukan dengan metode analisa hidrologi dan analisa hidrolika untuk menghitung debit banjir rencana yang akan terjadi di area bandara. Pertama menghitung Intensitas hujan dari periode ulang hujan 5 tahun. Selanjutnya menghitung luas total cathment area dihitung untuk mengetahui luas DAS saluran. Setelah itu ditetapkan nilai koefisien rembesan untuk masing-masing cathment area. Setelah itu akan didapatkan debit hidrologi yang akan diproyeksikan ke debit hidrolika. Kemudian baru direncanakan dimensi saluran sesuai perhitungan yang tersedia. Dan yang terakhir akan direncanakan alternatif solusi jika diperlukan untuk mengatasi pengaruh backwaternya.

Perhitungan debit rencana saluran akhir diperoleh $8,48\text{m}^3/\text{dt}$ sehingga saluran direncanakan lebar 7m dengan tinggi

saluran 1,2m. Adanya pengaruh backwater dari data pasang yang ada menyebabkan direncanakan kolam dengan dimensi 150m x 80m yang dioperasikan dengan pintu ketika surut dan penggunaan pompa kapasitas $2\text{m}^3/\text{dt}$ sebanyak 3 buah ketika adanya pasang air laut dilevel +0.95.

Kata Kunci : drainase, bandara, ahmad yani

DRAINAGE SYSTEM PLANNING IN DEVELOPING OF AHMAD YANI INTERNATIONAL AIRPORT SEMARANG

Student Name : Hanggoro Iskandar Putra Wijaya
NRP : 3114106030
Department : Teknik Sipil FTSP-ITS
Consultant Lecture 1 : Ir. Bambang Sarwono, MSc
Consultant Lecture 2 : Dr. Ir. Edijatno, CES.,DEA.

ABSTRACT

Ahmad Yani International Airport is the airport which serving flights in Semarang city of Central Java particular. The growing needed for availabbling transportation will spur the expansion space of the airport. The purpose of Ahmad Yani Airport development project is to increase the capacity of the airport, from airport development will require a drainage channel system which able to accommodate the existing discharge water runoff.

The execution of this final project is done by analysis of hydrology and hydraulics analysis method to calculate the flood discharge plan that will occur in the area of airport. Firstly, calculate the intensity of the rain of the annual rainfall on 5 years. Secondly, calculate the total of cathment area which calculate for determining the channel basin area. After that set the value of the coefficient of seepage for each cathment area. And than to obtain hidrologic discharge that would be projected to discharge hydraulics. After the planned new channel dimensions according to the calculation provided. And the last one planned alternative solutions if essential to cope with flooding.

Calculation of the final discharge channel plan which obtained 8,48m³ / dt planned. So that the channel width 7m by 1.2m channel height. The influence of tide data backwater causing the planned pool with 150m x 75m dimensions which operated by the door when it was receded and the pump which having capacity of 2m³ / second 3 pieces when the tide level +0.95.

Keywords: drainage, airport, ahmad yani

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadiran Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **"PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA AHMAD YANI SEMARANG"** seperti yang diharapkan. Tugas Akhir ini disusun penulis dalam rangka memenuhi salah satu syarat kelulusan Program Studi S-1 Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan ITS.

Penulis menyadari bahwa dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini banyak terdapat kekurangan, oleh karena itu kritik dan saran dari berbagai pihak sangat diharapkan penulis agar dimasa yang akan datang menjadi lebih baik.

Selama proses penyusunan Tugas Akhir ini, penulis mendapatkan banyak bimbingan, dukungan dan pengarahan dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dengan segala kerendahan hati dan rasa hormat yang besar penulis menyampaikan rasa terima kasih yang tulus kepada :

1. Allah SWT yang memberikan kemudahan dan kelancaran dalam menyelesaikan Tugas Akhir.
2. Orang Tua dan seluruh keluarga yang selalu memberikan motivasi, dukungan dan doa sehingga penulis bisa menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.
3. Ir. Bambang Sarwono, M.Sc dan Dr.Ir.Edijatno,CES.,DEA selaku dosen pembimbing yang dengan sepenuh hati membimbing dan membantu memberikan arahan dan saran yang berharga dalam penyelesaian penulisan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Ir. Joko Irawan, MS. Selaku dosen wali, atas segala arahan dan bimbingannya.
5. Terima kasih pada Anak anak d3 undip yang sudah banyak membantu.

6. Teman-teman seperjuangan dari Teknik Sipil Lintas Jalur ITS yang telah banyak membantu, memberikan motivasi dan kerjasamanya selama bersama-sama kuliah di ITS.

Penulis menyadari bahwa masih banyak kekurangan dalam penyusunan Tugas akhir ini. Oleh karena itu penulis sangat mengharapkan kritik dan saran dari semua pihak demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Akhir kata, semoga dalam Tugas Akhir ini memberikan manfaat bagi siapa saja.

Surabaya, Desember 2016

Hanggoro Iskandar P W

DAFTAR ISI

JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
ABSTRAK	iii
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI	ix
DAFTAR GAMBAR	xiii
DAFTAR TABEL	xv

BAB I PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Perumusan Masalah.....	1
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan Tugas Akhir.....	3
1.5 Manfaat Tugas Akhir.....	3
1.6 Lokasi Tugas Akhir	3

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penentuan Hujan Kawasan	5
2.1.1 Metode Rerata Aritmetik (Aljabar).....	5
2.1.2 Metode Thiessen	6
2.2 Analisis Frekuensi Distribusi Hujan	7
2.3 Jenis Distribusi Probabilitas Kontinu	9
2.3.1 Distribusi Normal	10
2.3.2 Distribusi Gumbel.....	11
2.3.3 Distribusi Log Pearson Tipe III	14
2.4 Uji Distribusi Data Hujan.....	17
2.4.1 Metode Chi - Kuadrat	17
2.4.2 Metode Smirnov Kolmogorof.....	19
2.5 Perhitungan Intensitas Hujan.....	21
2.12.1 Waktu Konsentrasi (t_c).....	21
2.12.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I)	23

2.6	Perhitungan Koefisien Pengaliran	23
2.7	Perhitungan Debit Banjir Rencana	24
2.8	Perhitungan Dimensi Saluran	25
2.9	Perhitungan Kecepatan Aliran.....	25
2.10	Bentuk Saluran	27
2.11	Analisa Backwater.....	28
2.12	Perhitungan Kapasitas Kolam Tampung.....	30
2.12.1	Analisa Kolam Tampung	30
2.13	Perhitungan Pompa Air.....	31
2.14	Perhitungan Dimensi Pintu Air.....	32

BAB III METODOLOGI

3.1	Tahap Persiapan	35
3.1.1	Dasar Teori.....	35
3.1.2	Pengumpulan Data	35
3.1.3	Survey Pendahuluan.....	35
3.2	Tahap Analisa	35
3.2.1	Penentuan Jaringan Drainase Aliran	35
3.2.2	Penentuan Luas Pelayanan dan Koefisien Pengaliran	36
3.2.3	Penentuan Hujan Rencana	36
3.2.4	Penentuan Debit Limpasan dari Wilayah Pengembangan	36
3.2.5	Penentuan Dimensi Saluran	36
3.2.6	Analisa Backwater	37
3.2.7	Fasilitas Drainase	37
3.3	Kesimpulan	37
3.4	Flowchart	37

BAB IV ANALISIS DAN PERHITUNGAN

4.1	Analisa Hidrologi	37
4.1.1	Analisa Curah Hujan Rata-Rata	37
4.1.2	Analisa Frekuensi	38
4.1.3	Curah Hujan Rencana	39
4.1.3.1	Distribusi Log Pearson Tipe III	39
4.1.3.2	Distribusi Gumbel.....	41
4.1.3.3	Distribusi Normal	42
4.1.4	Uji Kecocokan Probabilitas	43
4.1.4.1.	Uji Chi Kuadrat	43
4.1.4.2.	Uji Smirnov Kolmogorov	46
4.1.5	Kesimpulan Analisa Frekuensi.....	51
4.1.6	Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang	52
4.1.7	Analisa Debit Banjir Rencana.....	53
4.1.7.1	Perhitungan Koefisien Pengaliran	53
4.1.7.2	Perhitungan Waktu Konsentrasi	56
4.1.7.3	Intensitas Hujan Rencana	63
4.1.7.4	Perhitungan Debit Banjir Rencana	65
4.2	Analisa Hidrolika.....	68
4.3	Analisa <i>Backwater</i>	74
4.3.1	Pengaruh Pasang Surut Kali Silandak Lama.....	75
4.3.1.1	Metode Tahapan Langsung.....	78
4.4	Analisa Kolam Tampung dan Pompa	86
4.4.1	Analisis Profil Muka Air.....	86
4.4.2	Analisa Pompa	90
4.5	Analisa Pintu Kolam	93
4.5.1	Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Air	94
4.5.2	Tebal Pelat Yang Diperlukan	94
4.6	Penelusuran Kolam Datar.....	95
4.7	Operasional Pintu kolam	103
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN		
5.1	Kesimpulan	105
5.2	Saran	105

DAFTAR PUSTAKA..... 107

LAMPIRAN-LAMPIRAN
BIODATA PENULIS

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Peta lokasi Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang.....	4
Gambar 2.1	Pengukuran Tinggi Curah Hujan Metode Aljabar ..	5
Gambar 2.2	Pengukuran Tinggi Curah Hujan Metode Poligon Thiessen.....	6
Gambar 2.3	Bentuk Dimensi Saluran.....	27
Gambar 2.4	Muka Air $H_1 < H_2$ (terjadi backwater).....	28
Gambar 2.5	Muka Air $H_1 > H_2$ (tidak terjadi backwater).....	29
Gambar 2.6	<i>Backwater</i>	29
Gambar 2.7	Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d = T_c$	31
Gambar 2.8	Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d > T_c$	31
Gambar 2.9	Gaya tekanan air.....	33
Gambar 3.1	<i>Flowchart</i> Rencana Pengerjaan Tugas Akhir.....	38
Gambar 4.1	Ilustrasi Perhitungan t_0	56
Gambar 4.2	Ilustrasi Perhitungan t_f	56
Gambar 4.3	Pemilihan t_c asal	59
Gambar 4.4	Penampang Saluran Trapesium.....	70
Gambar 4.5	Penampang Saluran Segi Empat	71
Gambar 4.6	Pengaruh <i>Back Water</i>	74
Gambar 4.7	Lokasi Kali Silandak Lama	75
Gambar 4.8	Profil Kali Silandak Lama.....	75
Gambar 4.9	Penampang Memanjang Kali Silandak Lama	77
Gambar 4.10	Untuk Perhitungan Profil Muka Air Dengan Metode Tahapan Langsung	78
Gambar 4.11	Untuk Perhitungan Profil Muka Air Dengan Metode Tahapan Langsung Dengan $h = 1,55$ m ..	84
Gambar 4.12	Untuk Perhitungan Profil Muka Air Dengan Metode Tahapan Langsung Dengan $h = 1,20$ m ..	85
Gambar 4.13	Untuk Perhitungan Profil Muka Air Dengan Metode Tahapan Langsung Dengan $h = 0,95$ m ..	85
Gambar 4.14	Lokasi Perencanaan Kolam Tampung.....	86
Gambar 4.15	Hidrograf Kolam Tampung	87

Gambar 4.16 Hidrograf Kolam Tampung dan Debit Out Pompa92

Gambar 4.17 Pintu Air Kolam Tampung 93

Gambar 4.18 Detail Pintu Air Kolam Tampung 93

Gambar 4.19 Gaya Tekan Air Pada Pintu 94

Gambar 4.20 Debit Masuk dan Keluar Kolam Tampung 102

Gambar 4.21 Waktu Pasang dan Pengoperasian Pintu 104

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Distribusi Frekuensi	9
Tabel 2.2	Nilai Variabel Reduksi Gauss	10
Tabel 2.3	<i>Reduced mean</i> (Y_n)	12
Tabel 2.4	<i>Reduced standard deviation</i> (S_n)	13
Tabel 2.5	<i>Reduced variate</i> (Y_t)	14
Tabel 2.6	Nilai K_L distribusi Log Pearson Tipe III	15
Tabel 2.7	Interpretasi hasil Tes Chi-kuadrat (X^2)	18
Tabel 2.8	Nilai Kritis untuk uji Smirnov Kolmogorof	20
Tabel 2.9	Harga koefisien hambatan, nd	22
Tabel 2.10	Koefisien Aliran Untuk Metode Rasional	23
Tabel 2.11	Nilai Koefisien Manning	26
Tabel 2.12	Tinggi jagaan berdasarkan Jenis Saluran	28
Tabel 4.1	Data Curah Hujan Harian Maksimum	37
Tabel 4.2	Perhitungan Parameter Dasar Statistik	38
Tabel 4.3	Perhitungan Curah Hujan Rencana Dengan Metode <i>Log Pearson Tipe III</i>	39
Tabel 4.4	Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel	41
Tabel 4.5	Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Normal	42
Tabel 4.6	Pemilihan Distribusi Yang Sesuai	43
Tabel 4.7	Variabel Reduksi Gauss	44
Tabel 4.8	Perhitungan x^2 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III	45
Tabel 4.9	Wilayah Luas Dibawah Kurva Normal	47
Tabel 4.10	Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Log Pearson Tipe III	50
Tabel 4.11	Nilai Kritis Do Uji Smirnov Kolmogorov	51
Tabel 4.12	Kesimpulan Uji Kecocokan Chi Kuadrat dan Uji Smirnov Kolmogorov	52
Tabel 4.13	Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang	53
Tabel 4.14	Perhitungan Koefisien Pengaliran	55
Tabel 4.15	Perhitungan Waktu Konsentrasi	61
Tabel 4.16	Perhitungan Waktu Konsentrasi Saluran	62

Tabel 4.17 Perhitungan Waktu Konsentrasi Box Culvert	62
Tabel 4.18 Perhitungan Pemilihan Waktu Konsentrasi.....	63
Tabel 4.19 Perhitungan Intensitas Hujan Saluran	64
Tabel 4.20 Perhitungan Intensitas Hujan Box Culvert	65
Tabel 4.21 Perhitungan Debit Banjir Rencana	67
Tabel 4.22 Perhitungan Debit Banjir Rencana	68
Tabel 4.23 Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran.....	72
Tabel 4.24 Perhitungan Debit Banjir Rencana	73
Tabel 4.25 Perhitungan Back Water Metoda Tahapan Langsung Pasang 1,55 m.....	81
Tabel 4.26 Perhitungan Back Water Metoda Tahapan Langsung Pasang 1,2 m.....	82
Tabel 4.27 Perhitungan Back Water Metoda Tahapan Langsung Pasang 0,95 m.....	83
Tabel 4.28 Perhitungan Volume dan Elevasi Kolam Tampung .	88
Tabel 4.29 Perhitungan Volume dan Elevasi Kolam Tampung Dengan Pompa	90
Tabel 4.30 Perhitungan Nilai $(S/\Delta t) + (Q/2)$ dan $(S/\Delta t) - (Q/2)$.	96
Tabel 4.31 Perhitungan Debit <i>Outflow</i> dengan Pintu Air.....	98
Tabel 4.32 Data Pasang Surut Maksimal 2014.....	103

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Bandara Internasional Ahmad Yani merupakan bandara di kota Semarang yang melayani penerbangan ke berbagai daerah, baik di dalam maupun luar negeri, seiring dengan meningkatnya pembangunan dan perkembangan ekonomi di Jawa Tengah, Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang merupakan bandar udara yang perlu ditingkatkan kapasitasnya agar dapat melayani hingga 3 juta penumpang pertahun nantinya.

Proyek pengembangan Bandara Ahmad Yani yang dimulai sejak tahun 2015 untuk perluasan wilayah bandara, yaitu pembangunan *Apron* dan *Taxiway* yang akan selesai pada tahun 2017. Serta dilanjutkan proyek pembangunan Terminal baru, untuk bisa melayani tipe pesawat besar nantinya.

Dengan adanya perkembangan wilayah bandara, maka adanya perubahan dari daerah resapan air menjadi bangunan, sehingga koefisien resapan akan berubah. Selain itu Bandara Internasional Ahmad Yani, yang terletak di dataran rendah kawasan pantai Kota Semarang, rentan terhadap banjir yang diakibatkan debit dari hulu, hujan lokal serta pengaruh pasang air laut.

Untuk meminimalisir permasalahan tersebut, perlu dilakukan perencanaan sistem drainase yang mampu mengamankan Kawasan Bandara Ahmad Yani dari kemungkinan genangan banjir.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang akan dibahas dalam Tugas Akhir ini adalah perencanaan sistem drainase bandara yang dapat mengakomodasi limpasan air hujan, setelah adanya pengembangan area Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang, dimana detail permasalahannya adalah :

- 1 Dengan adanya pengembangan kawasan Bandara, maka berapa besar perubahan debit aliran akibat bertambahnya *cathment area*?
- 2 Berapakah dimensi saluran yang diperlukan untuk mampu menampung perubahan debit aliran?
- 3 Bagaimana pengaruh *backwater* dari pasang air laut terhadap sistem drainase bandara?
- 4 Berapakah dimensi kolam dan pintu yang akan digunakan?
- 5 Berapakah jumlah dan kapasitas pompa yang digunakan dan juga pengoperasiannya?

1.3 Batasan Masalah

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini permasalahan dibatasi sampai dengan batasan-batasan sebagai berikut :

- 1 Data yang dipakai merupakan data sekunder, meliputi data topografi lokasi, data curah hujan dari satu stasiun hujan yang berpengaruh, data pasang surut air laut, data *site plan* bandara dan data penunjang seperti elevasi bandara.
- 2 Perencanaan dikhususkan pada sistem drainase mencakup sisi udara, meliputi *Apron* dan *Taxiway* Terminal 2 Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang.
- 3 Perhitungan hidrologi & hidrolika hanya untuk air hujan tidak mempertimbangkan limbah air kotor.
- 4 Tidak memperhitungkan drainase bawah permukaan dan tidak mempertimbangkan muka air tanah.
- 5 Tidak membahas perencanaan struktur saluran, perhitungan biaya, dan analisa kelayakan.

1.4 Tujuan Tugas Akhir

Tujuan dari perencanaan sistem drainase Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang yaitu :

- 1 Mengetahui seberapa besar debit aliran akibat bertambahnya *cathment area* dengan adanya pengembangan kawasan Bandara.
- 2 Mengetahui dimensi saluran yang diperlukan.
- 3 Mengetahui pengaruh *backwater* dari pasang air laut terhadap sistem drainase bandara.
- 4 Mengetahui dimensi kolam dan pintu yang akan digunakan.
- 5 Mengetahui jumlah dan kapasitas pompa yang digunakan dan juga pengoperasiannya?

1.5 Manfaat Tugas Akhir

Manfaat dari perencanaan sistem drainase Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang yaitu :

- 1 Memberikan gambaran sistem drainase bandara dengan adanya pengembangan wilayah bandara.
- 2 Mempermudah pihak terkait dalam melakukan perencanaan ulang sistem drainase.
- 3 Sebagai referensi bagi masyarakat umum, mahasiswa, pemerintah/ instansi lain yang melaksanakan proyek serupa.

1.6 Lokasi Tugas Akhir

Lokasi wilayah studi terletak di wilayah Semarang Barat antara 06° 57' 18" - 07° 00' 54" Lintang Selatan dan 110° 20' 42" - 110° 23' 06" Bujur Timur.

Secara geografis letak Bandara Ahmad Yani dibatasi oleh :
 Sebelah utara : Laut Jawa dari Muara Kali Tugurejo sampai dengan muara Banjir Kanal Barat

Sebelah timur :Kelurahan Tambak Harjo, Kecamatan Semarang Barat
Sebelah selatan : Kelurahan Jarakah, Kecamatan Semarang Barat
Sebelah barat :Kelurahan Tugu Rejo, Kecamatan Semarang Barat

Untuk lebih jelasnya perhatikan Gambar 1.1 berikut :



Gambar 1.1 Peta lokasi Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang
(sumber : *maps.google.com*)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Penentuan Hujan Kawasan

Stasiun penakar hujan hanya memberikan kedalaman hujan di titik mana stasiun tersebut berada, sehingga hujan pada suatu luasan harus diperkirakan dari titik pengukuran tersebut. Apabila pada suatu daerah terdapat lebih dari satu stasiun pengukur yang ditempatkan secara terpencar, hujan yang tercatat di masing-masing stasiun tidak sama.

Dalam analisis hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, yang dapat dilakukan dengan tiga metode berikut yaitu:

2.1.1 Metode Rerata Aritmetik (Aljabar)

Metode ini adalah yang paling sederhana untuk menghitung hujan rerata pada suatu daerah. Pengukuran yang dilakukan di beberapa stasiun dalam waktu yang bersamaan dijumlahkan dan kemudian dibagi dengan jumlah stasiun. Stasiun hujan yang digunakan dalam hitungan biasanya adalah yang berada di dalam DAS, tetapi stasiun di luar DAS yang masih berdekatan juga masih bisa diperhitungkan.

Contoh pengukuran hujan rerata Aritmetik dengan beberapa stasiun hujan bisa di lihat seperti gambar 2.1



Gambar 2.1 Pengukuran Tinggi Curah Hujan Metode Aljabar

Metode rerata Aljabar memberikan hasil yang baik apabila

:

- Stasiun tersebar secara merata di DAS.
- Distribusi hujan relative merata pada seluruh DAS.

Hujan rerata pada seluruh DAS diberikan oleh bentuk berikut :

$$R = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + R_3 + \dots + R_n) \quad (2.1)$$

Dengan:

R = Curah hujan rerata tahunan (mm)

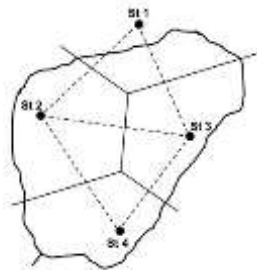
n = jumlah stasiun yang digunakan

$R_1 + R_2 + R_3 + R_n$ = Curah hujan rerata tahunan di tiap titik (mm)

2.1.2 Metode Thiessen

Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Pada suatu luasan di dalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada suatu stasiun mewakili luasan tersebut. Metode ini digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata. Hitungan curah hujan rerata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari setiap stasiun.

Contoh pengukuran hujan rerata Thiessen dengan beberapa stasiun hujan bisa di lihat seperti gambar 2.2



Gambar 2.2 Pengukuran Tinggi Curah Hujan Metode Poligon Thiessen

Metode Poligon Thiessen ini banyak digunakan untuk menghitung rerata kawasan. Poligon Thiessen adalah tetap untuk suatu jaringan stasiun hujan tertentu. Apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan, seperti pemindahan atau penambahan stasiun, maka harus dibuat lagi Poligon Thiessen yang baru.

Perhitungan Polygon Thiessen adalah sebagai berikut :

$$\bar{R} = \frac{A_1 \cdot R_1 + A_2 \cdot R_2 + \dots + A_n \cdot R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.2)$$

Dengan:

\bar{R} = Curah hujan rata – rata

R_1, R_2, R_n = Curah hujan pada stasiun 1, 2,, n

A_1, A_2, A_n = Luas daerah pada polygon 1, 2,, n

2.2. Analisis Frekuensi Distribusi Hujan

Dari perhitungan curah hujan rata-rata DAS, selanjutnya dianalisis secara statistik untuk mendapatkan pola sebaran data curah hujan yang sesuai dengan pola sebaran data curah hujan rata-rata. Hal-hal yang perlu diperhatikan adalah sebagai berikut:

1. Deviasi Standar (Sd):

Rumus :

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} \quad (2.3)$$

Keterangan :

Sd = Standart Deviasi

R_i = Nilai varian ke i

\bar{R} = Nilai rata-rata varian

n = Jumlah data

2. Koefesien *Skewness* (Cs)

Kemencengan (*skewness*) adalah suatu nilai yang menunjukkan derajat ketidak simetrisasi dari suatu bentuk distribusi.

Rumus :

$$Cs = \frac{n\Sigma(Ri - \bar{R})}{(n-1)(n-2)Sd^3} \quad (2.4)$$

Keterangan :

n = jumlah data
 Ri = Nilai varian ke i
 \bar{R} = Nilai rata-rata varian
 Cs = Koefisien *Skewness*
 Sd = Standart Deviasi

3. Koefisien *Kurtosis*(Cs)

Pengukuran *Kurtosis* dimaksud untuk mengukur keruncingan dari bentuk kurva distribusi, yang umumnya dibandingkan dengan distribusi normal.

Rumus :

$$Ck = \frac{n\Sigma(Ri - \bar{R})^2}{(n-1)(n-2)(n-3)Sd^4} \quad (2.5)$$

Keterangan :

Ck = Koefisien *Kurtosis*
 Ri = Nilai varian ke i
 \bar{R} = Nilai rata-rata varian
 n = Jumlah data
 Sd = Standart Deviasi

4. Koefisien Variasi (Cv)

Koefisien Variasi adalah nilai perbandingan antara deviasi standar dengan nilai rata – rata hitung suatu distribusi.

Rumus :

$$Cv = \frac{Sd}{\bar{R}} \quad (2.6)$$

Keterangan :

C_v =Koefisien variasi

\bar{R} =Nilai rata-rata hujan

S_d =Standart Deviasi

2.3 Jenis Distribusi Probabilitas Kontinu

Untuk jenis distribusi data hujan, ada beberapa macam distribusi yang sering dipakai dalam perhitungan seperti dalam urutan berikut:

1. Distribusi Normal

Distribusi normal dalam analisis hidrologi distribusi normal sering digunakan untuk menganalisis frekuensi curah hujan, analisis statistik dari distribusi curah hujan tahunan, debit rata-rata tahunan.

2. Distribusi Gumbel

Distribusi Gumbel atau Distribusi Extrim Tipe I digunakan untuk analisis data maksimum, misalnya untuk analisis frekuensi banjir.

3. Distribusi Log Pearson Tipe III

Distribusi Log Pearson Tipe III digunakan untuk analisis hidrologi dengan nilai varian minimum misalnya analisis frekuensi distribusi dari debit minimum (*low flows*). Distribusi Log Pearson Tipe III digunakan apabila nilai C_s tidak memenuhi untuk Distribusi Gumbel maupun Distribusi Normal.

Tabel 2.1 Distribusi Frekuensi

No	Distribusi	Persyaratan
1	Normal	$C_s = 0$
		$C_k = 3$
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
3	Gumbel	$C_s = 1,14$
		$C_k = 5,4$
4	log pearson III	Selain dari nilai diatas/flexibel

Sumber : Soewarno, 1995

2.3.1 Distribusi Normal

Perhitungan curah hujan rencana menurut Metode Distribusi Normal, mempunyai perumusan sebagai berikut:

$$R_{Tr} = \bar{R} + k.S \quad (2.7)$$

Keterangan :

R_{Tr} :Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tertentu

\bar{R} :Nilai rata-rata hitung variat

S_d :Standar deviasi nilai variat

k :Faktor frekuensi, merupakan fungsi dari pada peluang atau periode ulang dan tipe model matematik dari distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang.

Nilai k dapat dilihat pada Tabel 2.2 nilai variabel reduksi Gauss sebagai berikut:

Tabel 2.2Nilai Variabel Reduksi Gauss

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	K
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,25	0,800	-0,84
1,33	0,750	-0,67
1,43	0,700	-0,52
1,67	0,600	-0,25
2	0,500	0
2,5	0,400	0,25
3,33	0,300	0,52
4	0,250	0,67
5	0,200	0,84

10	0,100	1,28
20	0,050	1,64
50	0,020	2,05
100	0,010	2,33
200	0,005	2,58
500	0,002	2,88
1000	0,001	3,09

Sumber: Soewarno, 1995

2.3.2 Distribusi Gumbel

Langkah-langkah perhitungan curah hujan rencana dengan Metode Gumbel langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Perhitungan standar deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (Xi - \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.8)$$

Keterangan :

Sd = Standart Deviasi
Xi = Nilai varian ke i
 \bar{X} = Nilai rata-rata varian
n = Jumlah data

2. Perhitungan nilai faktor frekuensi (K)

$$K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n} \quad (2.9)$$

Keterangan :

K = Faktor frekuensi
Yn = Harga rata – rata *reduce variate* (Tabel 2.3)
Sn = Reduced standard deviation (Tabel 2.4)
Yt = Reduced variated (Tabel 2.5)

Tabel 2.3 *Reduced mean (Y_n)*

N	Y _n	n	Y _n	n	Y _n
10	0,4952	41	0,5442	72	0,5552
11	0,4996	42	0,5448	73	0,5555
12	0,5053	43	0,5453	74	0,5557
13	0,5070	44	0,5258	75	0,5559
14	0,5100	45	0,5463	76	0,5561
15	0,5128	46	0,5468	77	0,5563
16	0,5157	47	0,5473	78	0,5565
17	0,5181	48	0,5447	79	0,5567
18	0,5202	49	0,5481	80	0,5569
19	0,5220	50	0,5485	81	0,5570
20	0,5235	51	0,5489	82	0,5572
21	0,5252	52	0,5493	83	0,5574
22	0,5268	53	0,5497	84	0,5576
23	0,5283	54	0,5501	85	0,5578
24	0,5296	55	0,5504	86	0,5580
25	0,5309	56	0,5508	87	0,5581
26	0,5320	57	0,5511	88	0,5583
27	0,5332	58	0,5515	89	0,5585
28	0,5343	59	0,5518	90	0,5586
29	0,5353	60	0,5521	91	0,5587
30	0,5362	61	0,5524	92	0,5589
31	0,5371	62	0,5527	93	0,5591
32	0,5380	63	0,5530	94	0,5592
33	0,5388	64	0,5533	95	0,5593
34	0,5396	65	0,5535	96	0,5595
35	0,5403	66	0,5538	97	0,5596
36	0,5410	67	0,5540	98	0,5598
37	0,5418	68	0,5543	99	0,5599
38	0,5424	69	0,5545	100	0,5600

Sumber Soewarno, 1995

Tabel 2.4 *Reduced standard deviation (S_n)*

N	σ_n	N	σ_n	n	σ_n
10	0,9497	41	1,1436	72	1,1873
11	0,9676	42	1,1458	73	1,1881
12	0,9833	43	1,1480	74	1,8900
13	0,9972	44	1,1490	75	1,1898
14	1,0098	45	1,1518	76	1,1906
15	1,0206	46	1,1538	77	1,1915
16	1,0316	47	1,1557	78	1,1923
17	1,0411	48	1,1574	79	1,1930
18	1,0493	49	1,1590	80	1,1938
19	1,0566	50	1,1607	81	1,1945
20	1,0629	51	1,1623	82	1,1953
21	1,0696	52	1,1638	83	1,1959
22	1,0754	53	1,1653	84	1,1967
23	1,0811	54	1,1667	85	1,1973
24	1,0864	55	1,1681	86	1,1980
25	1,0914	56	1,1696	87	1,1987
26	1,0961	57	1,1708	88	1,1994
27	1,1004	58	1,1721	89	1,2001
28	1,1047	59	1,1734	90	1,2007
29	1,1086	60	1,1747	91	1,2013
30	1,1124	61	1,1759	92	1,2020
31	1,1159	62	1,1770	93	1,2026
32	1,1193	63	1,1782	94	1,2032
33	1,1226	64	1,1793	95	1,2038
34	1,1255	65	1,1803	96	1,2044
35	1,1285	66	1,1814	97	1,2049
36	1,1313	67	1,1824	98	1,2055
37	1,1339	68	1,1834	99	1,2060
38	1,1363	69	1,1844	100	1,2065

Sumber Soewarno, 1995

Tabel 2.5 *Reduced variate (Yt)*

Periode Ulang Tr (tahun)	<i>Reduced Variate Ytr</i>	Periode Ulang Tr (tahun)	<i>Reduced Variate Ytr</i>
2	0,3668	100	4,6012
5	1,5004	200	5,2969
10	2,2510	250	5,5206
20	2,9709	500	6,2149
25	3,1993	1000	6,9087
50	3,9028	5000	8,5188
75	4,3117	10000	9,2121

Sumber Soewarno, 1995

2.3.2 Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan curah Hujan Rencana menurut Metode Log Pearson Tipe III, Mempunyai Langkah-langkah perumusan sebagai berikut:

1. Ubah data ke dalam kebentuk logaritma

$$R = \text{Log } R \quad (2.10)$$

2. Menghitung harga rata-rata

$$\overline{\text{Log } R} = \frac{\sum_{i=1}^n \text{Log } R_i}{n} \quad (2.11)$$

3. Menghitung harga Standart Deviasi

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{log } R_i - \overline{\text{log } R})^2}{n-1}} \quad (2.12)$$

4. Menghitung koefisien kemencengan (*skewness*)

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{log } R_i - \overline{\text{log } R})^3}{(n-1)(n-2)(S_d)^3} \quad (2.13)$$

5. Menghitung logaritma data curah hujan dengan periode ulang T dengan rumus berikut:

$$\text{Log } R = \log \bar{R} + K_L \cdot S_d \quad (2.14)$$

Keterangan:

$\log R$: perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang tahunan tertentu

$\overline{\log R}$: nilai rata-rata hitung varian

Sd : Standar Deviasi nilai varian

K_L : factor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang, seperti Tabel 2.6

Tabel 2.6 Nilai K_L distribusi Log Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,400	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,360	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,185
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,711	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

Sumber Soewarno, 1995

2.4 Uji Distribusi Data Hujan

Uji distribusi data hujan ada dua jenis uji yang akan dipakai pada studi ini, yaitu uji Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorof berikut:

2.4.1 Metode Chi - Kuadrat

Chi-kuadrat yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

$$X^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.15)$$

Keterangan:

X^2 : Harga Chi-Kuadrat

G : Jumlah Kelas

O_i : Frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama

E_i : Frekuensi yang diharapkan sesuai pembagian kelasnya.

Jumlah kelas distribusi dihitung dengan persamaan Sturges:

$$G = 1 + 3,332 \log n \quad (2.16)$$

Keterangan :

G: jumlah kelas

n : jumlah data

Derajat Kebebasan(DK)

$$Dk = G - (P+1) \quad (2.17)$$

Prosedur Uji Chi-Kuarat adalah:

1. Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya);
2. Kelompokkan data menjadi G sub grup, tiap-tiap sub grup minimal 4 data pengamatan;
3. Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub grup;
4. Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i ;
5. Tiap-tiap sub grup dihitung nilai $(O_i - E_i)^2$ dan $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$

6. Jumlah seluruh G sub grup nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai Chi-Kuadrat hitung;
7. Tentukan derajat kebebasan $Dk = G - (P+1)$ (nilai P banyaknya parameter , untuk uji Chi Kuadrat adalah 2)

Interprestasi hasil uji adalah sebagai berikut:

1. Apabila peluang lebih dari 5%, maka persmaan distribusi yang digunakan dapat diterima.
2. Apabila peluang kurang dari 1%, maka persamaan distribusi yang digunakan tidak dapat diterima.
3. Apabila peluang berada diantara 1-5%, maka tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambahan data.

Untuk melihat Interpretasi hasil Tes Chi-Kuadrat dapat melihat Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Interpretasi hasil Tes Chi-kuadrat (X^2)

Degr of Freedom	Probability of a Deviation Greter then X^2				
	0,2	0,1	0,05	0,01	0,001
1	1,642	2,706	3,841	6,635	10,827
2	3,129	4,605	5,991	9,21	13,815
3	4,642	6,251	7,815	11,345	16,268
4	5,989	7,779	9,488	13,277	18,465
5	7,274	9,212	11,04	15,045	20,507
6	8,558	10,645	12,592	16,812	22,548
7	9,803	12,017	14,047	18,475	24,322
8	11,03	13,362	15,507	20,09	26,125
9	12,242	14,684	16,919	21,666	27,877
10	13,442	15,987	18,307	23,209	29,588

Degres of	Probability of a Deviation Greter then X^2				
11	14,631	12,275	19,675	24,725	31,264
12	15,812	18,546	21,026	26,217	32,909
13	16,985	19,812	22,362	27,688	34,528
14	18,151	21,064	23,685	29,141	36,123
15	19,311	22,307	24,996	30,548	37,697
16	20,465	23,542	26,296	32	39,252
17	21,615	24,769	27,587	33,469	40,79
18	22,76	25,98	18,869	34,805	42,312
19	23,9	27,204	30,144	36,191	43,82
20	25,038	28,412	31,41	37,566	45,315

Sumber :Suripin, 2004

2.4.2 Metode Smirnov Kolmogorof

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametik (*non-parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu(Soewarno,1995).

Prosedurnya adalah sebagai berikut:

1. Urutkan data (dari besar ke kecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut;

$$X_1 \quad P(X_1)$$

$$X_2 \quad P(X_2)$$

$$X_m \quad P(X_m)$$

$$X_n \quad P(X_n)$$

2. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya);

$$X_1 \quad P'(X_1)$$

$$X_2 \quad P'(X_2)$$

$$X_m \quad P'(X_m)$$

$$X_n \quad P'(X_n)$$

3. Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
4. Berdasarkan tabel nilai kritis (Smirnov-Kolmogorov *test*) tentukan harga D_0 (lihat tabel 2.8)
3. Interpretasi hasilnya adalah:
 - a. Apabila $D < D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima
 - b. Apabila $D > D_0$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.8. Nilai Kritis untuk uji Smirnov Kolmogorof

n	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
$N > 50$	$\frac{1,07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{N}}$

Sumber : Suripin, 2004

2.5 Perhitungan Intensitas Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung, intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya.. Intensitas hujan dihubungkan dengan durasi hujan jangka pendek misalnya 5 menit, 30 menit, 60 menit dan jam-jaman.

2.5.1 Waktu konsentrasi (t_c)

Waktu konsentrasi t_c didefinisikan sebagai waktu yang diperlukan oleh titik air untuk mengalir dari tempat hidrolis terjauh di daerah alirannya ke suatu titik yang ditinjau (*inlet*), dengan pengertian pada saat itu seluruh aliran memberikan kontribusi aliran di titik tersebut. Dalam penyelesaian tugas akhir ini waktu konsentrasi dihitung dengan rumus di bawah ini:

$$t_c = t_o + t_f \quad (2.18)$$

Keterangan :

t_o : waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai *inlet*

t_f : waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran mencapai outlet

1. Perhitungan t_o

a. Perumusan yang umum untuk menghitung t_o

Rumus Kerby (1959)

$$t_o = 1,44 \cdot \left[n_d \times \frac{l_o}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \quad (2.19)$$

Keterangan:

l_o : jarak titik terjauh ke *inlet* (m)

n_d : koefisien setara koefisien kekasaran (dapat dilihat di Tabel 2.9)

s : kemiringan medan

Tabel 2.9 Harga koefisien hambatan, nd

Jenis Permukaan	nd
Lapisan Semen dan aspal beton	0.013
Permukaan Licin dan Kedap Air	0.02
Permukaan Licin dan Kokoh	0.10
Tanah dengan rumput tipis dan gundul dengan permukaan sedikit kasar	0,20
Padang rumput dan Rerumputan	0.40
Hutan Gundul	0.60
Hutan rimbum dan hutan gundul rapat dengan hamparan rumput jarang sampai rapat	0.80

Sumber: Fifi Sofia, 2006

Untuk keperluan perhitungan drainase permukaan, harga nd untuk penutup permukaan yang tidak tercantum pada tabel di atas, dianalogikan dengan harga-harga pada tabel tersebut.

2. Perhitungan t_f :

$$t_f = \frac{L_{\text{saluran}}}{V_{\text{saluran}}} \quad (2.20)$$

Keterangan :

- t_f : waktu konsentrasi di saluran (menit)
- L_{saluran} : panjang saluran (m)
- V_{saluran} : kecepatan aliran di saluran (m/dt)

2.5.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Rumus Mononobe :

$$I = \left[\frac{R_{24}}{24} \right] \left[\frac{24}{tc} \right]^{2/3} \quad (2.21)$$

Dengan:

I = Intensitas hujan (mm/jam)

t = Lamanya hujan (jam)

R₂₄ = curah hujan mak.harian dalam 24 jam (mm)

2.6 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Koefisien aliran permukaan didefinisikan sebagai nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Faktor utama yang mempengaruhi koefisien adalah laju infiltrasi tanah, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan. Selain itu juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah, air tanah, derajat kepadatan tanah, porositas tanah, dan simpanan depresi. Untuk besarnya nilai koefisien aliran permukaan dapat dilihat pada Tabel 2.10 berikut:

$$C_{gab} = \frac{A_1.C_1 + A_2.C_2 + \dots + A_n.C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2.22)$$

Keterangan :

Ci : koefisien pengaliran masing-masing area

Ai : Luas bagian Daerah masing-masing area

Selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 2.10.

Tabel 2.10 Koefisien Aliran Untuk Metode Rasional

<i>Komponen lahan</i>	<i>Koefisien C (%)</i>
Jalan : - aspal	70 - 95

<i>Komponen lahan</i>	<i>Koefisien C (%)</i>
- beton	80 - 95
- bata/paving	50 - 70
Atap	75 - 95
Lahan berumput:	
- tanah berpasir, - landai (2%)	5 - 10
- curam (7%)	15 - 20
- tanah berat , - landai (2%)	13 - 17
- curam (7%)	25 - 35
Untuk Amerika Utara, harga secara keseluruhan :	
Daerah perdagangan - penting, padat	70 - 95
- kurang padat	50 - 70
Area permukiman :	
- perumahan tunggal	30 - 50
- perumahan kopel berjauhan	40 - 60
- perumahan kopel berdekatan	60 - 75
- perumahan pinggir kota	25 - 40
- apartemen	50 - 70
Area industri :	
- ringan	50 - 80
- berat	60 - 90
Taman dan makam	10 - 25
Taman bermain	20 - 35
Lahan kosong/terlantar	10 - 30
Tanah Pertanian	30 - 60

Sumber: McGuen, 1989 dalam Suripin, 2004

2.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Metode untuk memperkirakan laju aliran permukaan puncak yang umum dipakai adalah metode Rasional USSCS (1973). Model ini sangat simpel dan mudah dalam

penggunaannya, namun penggunaannya terbatas untuk DAS-DAS dengan ukuran kecil kurang dari 300 ha. Model ini tidak dapat menerangkan hubungan curah hujan dan aliran permukaan dalam bentuk hidrograf. Persamaan metode rasional dapat ditulis dalam bentuk:

$$Q = 0,278 C . I . A \quad (2.20)$$

Dengan:

Q = laju aliran permukaan (debit) puncak (m^3/dt)

C = koefisien aliran permukaan ($0 < C < 1$)

I = intensitas hujan (mm/jam)

A = luas DAS (km^2)

2.8 Perhitungan Dimensi Saluran

Dalam perhitungan dimensi didapat dari perhitungan hidrolika yaitu direncanakan dari perhitungan debit hidrollogi. Saluran yang efisien ialah saluran yang mencukupi debit yang ada dan juga tidak terlalu besar, sehingga tidak boros dan memenuhi $Q \text{ hidrologi} \leq Q \text{ hidrolika}$.

$$Q \text{ Hidrologi} \leq Q \text{ Hidrolika}$$

$$A = \frac{Q \text{ Hidrolika}}{V} \quad (2.21)$$

Dengan:

A = Luas Penampang (m^2)

Q = Debit (m^3/dt)

V = Kecepatan rencana (m/dt)

2.9 Perhitungan Kecepatan Aliran

Untuk mencari nilai kecepatan aliran dapat menggunakan rumus Manning yang dapat ditulis sebagai berikut:

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot I^{\frac{1}{2}} \quad (2.22)$$

Dengan:

R = jari-jari hidraulik (m)

S_o = kemiringan dasar saluran

n = koefisien Manning

Nilai koefisien Manning dapat dicari dengan melihat Tabel 2.10 berikut ini:

Tabel 2.10 Nilai Koefisien Manning

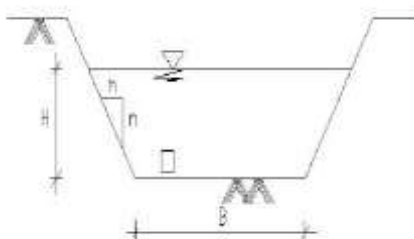
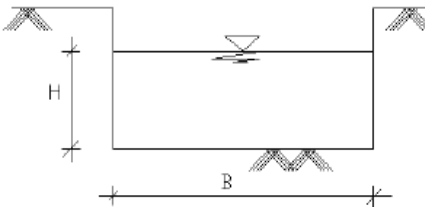
Material saluran	Manning n
Saluran tanpa pasangan	
Tanah	0.020-0.025
Pasir dan kerikil	0.025-0.040
Dasar saluran batuan	0.025-0.035
Saluran dengan pasangan	
Semen mortar	0.011-0.015
Beton	
Pasangan batu adukan basah	0.022-0.026
Pasangan batu adukan kering	0.018-0.022
Saluran pipa	0.011-0.015
Pipa beton sentrifugal	0.011-0.015
Pipa beton	
Pipa beton bergelombang	0.011-0.015
Liner plates	0.013-0.017
Saluran terbuka	
Saluran dengan plengsengan	
a. Aspal	0.013-0.017
b. Pasangan bata	0.012-0.018
c. Beton	0.011-0.020
d. Riprap	0.020-0.035
e. Tumbuhan	0.030-0.040

Saluran galian	
Earth, straight and uniform	0.020-0.030
Tanah, lurus dan seragam	0.025-0.010
Tanah cadas	0.030-0.015
Saluran tak terpelihara	0.050-0.14
Saluran alam (sungai kecil, lebar atas saat banjir < 3 m)	
Penampang agak teratur	0.03-0.070
Penampang tak teratur dengan palung sungai	0.010-0.100

Sumber: Fifi Sofia, 2006

2.10 Bentuk Saluran

Bentuk saluran yang digunakan seperti Gambar 2.3

Gambar Penampang Saluran	Jenis penampang saluran
	Penampang Trapesium $A = h (b + mh)$ $P = b + 2 \cdot h \cdot \sqrt{m^2 + 1}$ $R = \frac{A}{P}$ $Q = A \cdot V$
	Penampang Segi Empat $A = b \cdot h$ $P = b + 2h$ $R = \frac{A}{P}$ $Q = A \cdot V$

Gambar 2.3 Bentuk Dimensi Saluran

Tinggi jagaan (w) bukan untuk penambahan debit tetapi berguna untuk memberikan ruang bebas di atas muka air maksimum. Hal tersebut diperlukan bila sewaktu-waktu terjadi hal-hal seperti: gelombang karena angin, terjadinya aliran balik loncatan air, sedimentasi atau peningkatan koefisien kekasaran atau kesalahan operasi bangunan air di saluran. Besarnya tinggi jagaan dapat dilihat dalam Tabel 2.11.

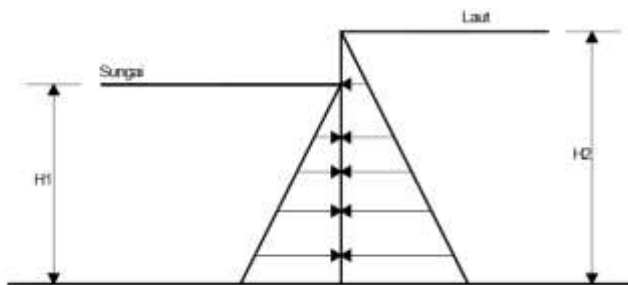
Tabel 2.11 Tinggi jagaan berdasarkan Jenis Saluran

Jenis Saluran	Tinggi Jagaan, W (m)
Saluran-saluran Tersier	0.10-0.20
Saluran-saluran Sekunder	0.20-0.40
Saluran-saluran Primer	0.40-0.60
Sungai-sungai	1.00

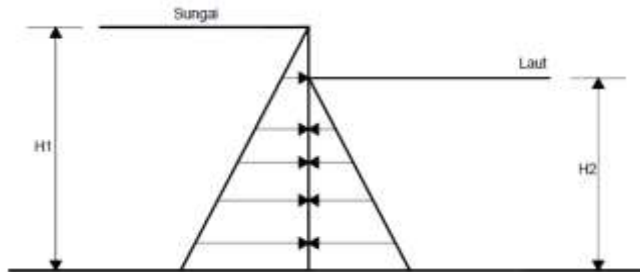
Sumber: Fifi Sofia, 2006

2.11 Analisa Backwater

Perhitungan backwater dimaksudkan untuk mengetahui jarak pengaruh intrusi maupun pasang air laut terhadap muara sungai. Hal ini perlu diperhatikan karena pada saluran primer Kali Perbatasan bermuara di laut, sehingga air pasang yang kembali ke saluran akhir bandara tidak membebani saluran bandara seperti gambar 2.4 dan gambar 2.5.

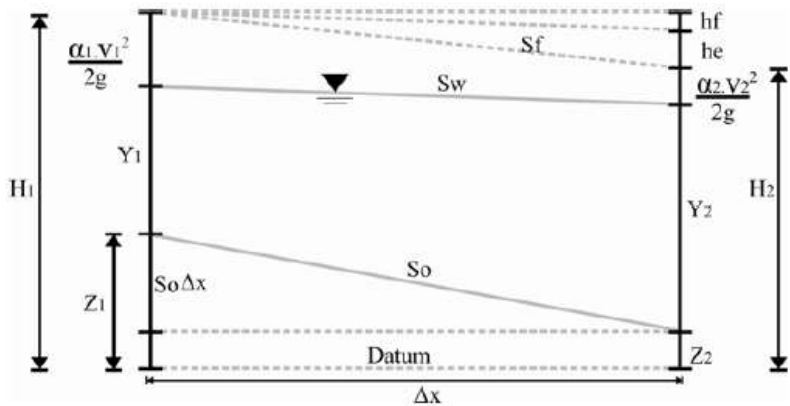


Gambar 2.4. Muka Air $H_1 < H_2$ (terjadi backwater)



Gambar 2.5. Muka Air $H_1 > H_2$ (tidak terjadi backwater)

Perhitungan backwater menggunakan metode tahapan langsung (*Direct Step Method*) yaitu perhitungan jarak pengaruh backwater dari tinggi muka air sungai (saluran) bias dilihat gambar 2.6.



Gambar 2.6Backwater

Rumus Kehilangan Energi :

$$H_1 = H_2 + h_f \quad (2.22)$$

$$Z_1 + Y_1 + \left(\alpha_1 \cdot V_1^2 \right) / 2g = Z_2 + Y_2 + \left(\alpha_2 \cdot V_2^2 \right) / 2g + S_f \cdot \Delta x \quad (2.23)$$

Keterangan :

H1 = tinggi energi di titik 1. (m)

H2 = tinggi energi di titik 2. (m)

Y1 = kedalaman air di potongan 1. (m)

Y2 = kedalaman air di potongan 2. (m)

Z1 = elevasi dasar sungai terhadap datum di titik 1. (m)

Z2 = elevasi dasar sungai terhadap datum di titik 2. (m)

hf = $S_f \cdot \Delta x$

Sf = kemiringan garis energi.

Δx = panjang pengaruh backwater. (m)

$(\alpha_1 \cdot V_1^2) / 2g$ = Tinggi kecepatan di hulu

$(\alpha_2 \cdot V_2^2) / 2g$ = Tinggi kecepatan di hilir

Sumber : Joesron Lubis, 1987

2.12 Perhitungan Kapasitas Kolam Tampungan

Kolam tampung direncanakan untuk menampung air hujan sementara di area Bandara Ahmad Yani Semarang. Dalam perencanaan kolam tampung perlu dilengkapi pintu air dan pompa, untuk mengalirkan air dari kolam tampung ke saluran kota.

2.12.1 Analisa Kolam Tampung

Untuk menghitung volume limpasan air hujan yang jatuh di suatu lahan dihitung dengan menggunakan rumus:

$$V = C.R.A \quad (2.24)$$

Dimana:

V : volume limpasan (m^3)

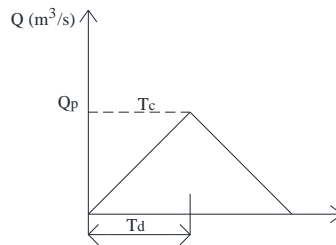
C : koefisien pengaliran

R : tinggi hujan untuk periode ulang tertentu (mm)

A : luas lahan (m^2)

Volume yang didapat dialirkan ke kolam tampung, sedangkan untuk analisis kolam tampung perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional.

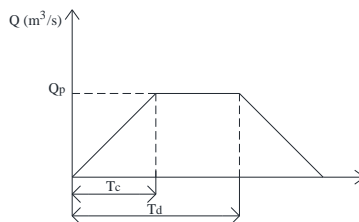
1. Untuk $T_c = T_d$



Gambar 2.7 Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d = T_c$

Untuk volume limpasan nilainya sama dengan luasan segitiga.

2. Untuk $T_d > T_c$



Gambar 2.8 Hidrograf Rasional Kolam Tampung $T_d > T_c$

Dimana:

Q = debit (m^3/dt)

T_c = waktu konsentrasi

T_d = asumsi lama hujan (lama air ditampung dalam kolam)

Q_p = laju aliran (debit puncak) (m^3/dt)

2.13 Perhitungan Pompa Air

Pompa air diperlukan apabila *outflow* tidak dapat mengalir secara gravitasi, atau saat debit limpasan dari hujan terlalu besar dan kolam tampung sudah tidak mampu lagi menampung debit limpasan dari air hujan. Debit yang keluar atau *outflow* maksimum pada pompa adalah sama dengan kapasitas pompa. Hubungan antara aliran masuk, kapasitas pompa atau aliran

keluar, dan kapasitas tampungan dinyatakan dalam persamaan kontinuitas dalam bentuk berikut:

$$Q_i - Q_o = \frac{dV}{dt} \quad (2.25)$$

Dimana:

Q_i = laju aliran masuk (m^3/dt)

Q_o = laju aliran keluar atau kapasitas pompa (m^3/dt)

t = waktu (detik)

V = volume tampungan (m^3)

2.14 Perhitungan Dimensi Pintu Air

Pengoperasian pintu ini dilakukan secara manual dengan menggunakan tenaga operator yang berpengalaman. Pintu air direncanakan terbuat dari baja profil yang merupakan kerangka vertikal atau horisntal sebagai penguat terhadap pelat baja.

➤ Dimensi pintu air

Rumus perhitungan hidrolis :

$$Q = \mu * b * h \sqrt{2 * g * z} \quad (2.26)$$

Keterangan :

Q = Debit (m^3/det)

μ = Koefisien pengaliran (0,7 – 0,8)

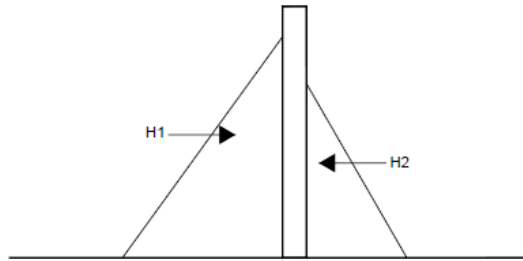
b = Lebar pintu (m)

h = tinggi lubang (m)

g = kecepatan gravitasi = 9,8 m/det

z = kehilangan tekanan ~ 0,10 m

➤ Gaya Tekanan Air



Gambar 2.7 Gaya tekanan air

Rumus :

$$H1 = P1 * \text{Tinggi muka air} * b * \frac{1}{2} \quad (2.27)$$

$$H2 = P2 * \text{Tinggi muka air} * b * \frac{1}{2} \quad (2.28)$$

➤ Perhitungan Tebal Pelat Pintu

Perhitungan tebal pelat dipakai rumus *Black Formula* :

Rumus :

$$\alpha = \frac{1}{2} k \left(\frac{a^2}{a^2 + b^2} \right) \left(\frac{b}{t} \right)^2 P \quad (2.29)$$

Keterangan :

σ = tegangan yang diijinkan = 1400 kg/cm²

k = Koefisien, diambil 0,8

a = lebar pelat

b = panjang pelat

t = tebal plat

P = beban terpusat

Sumber : Joesron Lubis, 1987

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB III

METODOLOGI

Dalam penulisan Tugas Akhir ini, ada menggunakan prosedur yang mempunyai tahapan sebagai berikut,

3.1 Tahap Persiapan

Dalam tahap persiapan, hal-hal yang akan dipersiapkan dalam mengerjakan tugas akhir ini adalah:

3.1.1 Dasar Teori

Menjelaskan tentang dasar-dasar teori, peraturan dan perumusan yang dipakai.

3.1.2 Pengumpulan Data

Data teknis yang digunakan adalah data sekunder yang diperoleh dari instansi terkait, berupa : *Cross-Section*, data hujan 10 tahun terakhir, *Layout* bandara, dan peta kontur bandara.

3.1.3 Survey Pendahuluan

Survey ini nantinya akan melihat kesesuaian data sekunder yang ada dengan kondisi yang ada dilapangan.

3.2 Tahap Analisa

Analisa dan pengolahan data yang telah dikumpulkan meliputi :

3.2.1 Penentuan Jaringan Drainase Aliran

Pada tahap ini, akan diperiksa terlebih dahulu jaringan drainase eksisting bandara, dengan menggunakan rencana jaringan. Kemudian direncanakan kembali jaringan drainase baru yang direncanakan berdasarkan jaringan eksisting beserta kontur.

3.2.2 Penentuan Luas Pelayanan dan Koefisien Pengaliran

Untuk menentukan luas pelayanan, maka perlu dilakukan pembagian zona dimasukkan agar sistem drainase yang direncanakan dapat melayani daerah pelayanan seefektif mungkin, mempermudah jaringan dan perhitungan dimensi saluran. Pada perencanaan ini, luasan bandara lama dan pengembangan wilayah bandara ahmad yani yang akan ditetapkan sebagai daerah aliran, dan selanjutnya akan ditetapkan koefisien pengalirannya juga.

3.2.3 Penentuan Hujan Rencana

Pada tahap ini akan dihitung hujan rencana dari periode hujan 5 tahun. Data yang digunakan merupakan hasil dari stasiun hujan yang berpengaruh di sekitar area DAS yang ditinjau. Nantinya dipakai metode-metode untuk mencari hujan rencana dan selanjutnya akan dicari intensitasnya.

3.2.4 Penentuan Debit Limpasan dari Wilayah Pengembangan

Untuk mengetahui debit limpasan, diperlukan data-data yang akan dijadikan dasar perhitungan, yaitu : data curah hujan, perhitungan hujan rencana, perhitungan waktu konsentrasi, perkiraan lama hujan, dan luas daerah yang menjadi daerah aliran terutama untuk wilayah pengembangan bandara.

3.2.5 Penentuan Dimensi Saluran

Tahap ini dilaksanakan setelah didapatkan debit banjir rencana yang akan ditampung saluran dari analisa hidrologi, selanjutnya dalam perhitungan analisa hidrolika akan didapat dimensi saluran rencana yang akan digunakan. Rencana saluran yang dipakai adalah trapesium untuk saluran dan segi empat untuk *box culvert*.

3.2.6 Analisa *Backwater*

Pada tahap ini akan dilihat muka air sungai dari pengaruh pasang surut air laut sebagai pembuangan akhir sistem drainase bandara, dengan muka air debit limpasan yang berasal dari area bandara yang masuk ke sungai silandak lama. Jika muka air sungai lebih rendah dari pada muka air debit limpasan, dipastikan tidak ada luapan/ *backwater* pada saluran drainase di bandara. Namun jika sungai memperoleh debit yang melebihi tinggi air di saluran akhir, perlu dilakukan perencanaan fasilitas drainase yang diperlukan untuk menghilangkan pengaruh *backwater*.

3.2.7 Fasilitas Drainase

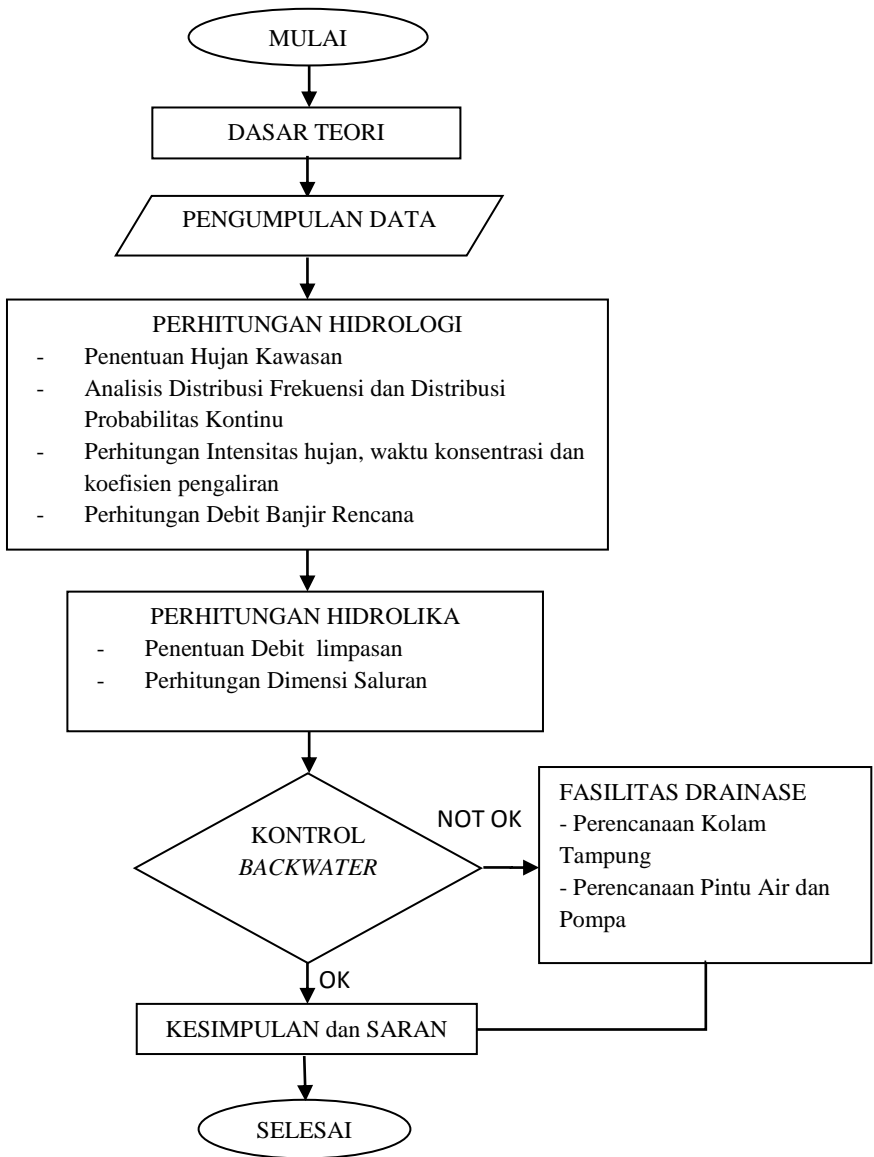
Perencanaan fasilitas drainase berupa kolam tampung, pintu air dan pompa dimaksudkan untuk mengatasi pengaruh *backwater* yang ada di saluran hilir. Agar diharapkan sistem drainase dapat bekerja dengan baik dan dapat menghilangkan pengaruh *backwater*.

3.3 Kesimpulan

Dalam hasil perencanaan Tugas Akhir ini adalah sistem drainase bandara berupa dimensi saluran, dimensi kolam, dimensi pintu, kapasitas pompa, beserta gambar-gambarnya.

3.4 Flowchart

Pada **Gambar 3.1** berikut akan ditunjukkan Diagram Alir Metodologi Pelaksanaan Tugas Akhir.



BAB IV

ANALISA DAN PERHITUNGAN

4.1 Analisia Hidrologi

4.1.1Analisa Curah Hujan Rata-rata

Data dalam perhitungan yang digunakan adalah data curah hujan. Data curah hujan yang digunakan berupa data harian maksimum dari setiap tahun. Data stasiun hujan yang dibahas di dalam pembahasan tugas akhir ini menggunakan satu stasiun hujan yang paling berpengaruh, yaitu data curah hujan yang diperoleh dari stasiun BMKG Ahmad Yani Semarang selama 10 tahun terakhir, mulai tahun2006-2015.

Adapun data curah hujanharian maksimum setiap tahunnya dapat dilihat pada tabel 4.1 berikut ini:

Tabel 4.1Data Curah Hujan Harian Maksimum

No	Tahun	Tgl	Curah Hujan Harian Maksimum R (mm)
1	2006	27-Jan	148.1
2	2007	3-Des	96.8
3	2008	26-Des	107.4
4	2009	7-Peb	230.5
5	2010	10-Des	147.5
6	2011	28-Nop	111.8
7	2012	30-Jan	94.7
8	2013	22-Peb	170.4
9	2014	3-Peb	112
10	2015	12-Peb	145.7

Sumber: BMKG Ahmad Yani Semarang

4.1.2 Analisa Frekuensi

Sebelum dilakukan perhitungan distribusi probabilitas dari data yang tersedia, dilakukan uji parameter statistik terlebih dahulu terhadap data yang ada.

Tabel 4.2 Perhitungan Parameter Dasar Statistik

No	Tahun	Rmaks/th	$(R_i - \bar{R})$	$(R_i - \bar{R})^2$	$(R_i - \bar{R})^3$	$(R_i - \bar{R})^4$
1	2006	148.1	11.61	134.79	1564.93	18168.91
2	2007	96.8	-39.69	1575.29	-62523.50	2481557.80
3	2008	107.4	-29.09	846.22	-24616.77	716101.99
4	2009	230.5	94.01	8837.88	830849.10	78108124.66
5	2010	147.5	11.01	121.22	1334.63	14694.31
6	2011	111.8	-24.69	609.59	-15050.92	371607.40
7	2012	94.7	-41.79	1746.40	-72982.22	3049927.28
8	2013	170.4	33.91	1149.88	38992.70	1322242.64
9	2014	112	-24.49	599.76	-14688.12	359712.17
10	2015	145.7	9.21	84.82	781.22	7195.12
Rata-rata		136.49				

Sumber: Hasil Perhitungan

Dari Tabel 4.2 didapatkan parameter – parameter sebagai berikut :

1. Nilai Rata – Rata (*Mean*) :

$$\bar{R} = \frac{\sum R_i}{n} = \frac{1364,9}{10} = 136,49$$

2. Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{15705.889}{10-1}} = 41.774$$

3. Koevisien Variasi

$$C_v = \frac{S_d}{R} = \frac{41.774}{136,49} = 0,306$$

4. Koefisien Kemencengan

$$C_s = \frac{n \sum (R_i - \bar{R})^2}{(n-1)(n-2)S_d^3} = \frac{10 \times 15705.889}{(10-1)(10-2)41.774^3} = 1,303$$

5. Koefisien Ketajaman

$$C_k = \frac{n \sum (R_i - \bar{R})^3}{(n-1)(n-2)(n-3)S_d^4}$$

$$= \frac{10^2 \times 15705.889}{(10-1)(10-2)(10-3)41.774^4} = 5,632$$

4.1.3 Curah Hujan Rencana

Tinggi hujan rencana adalah besarnya curah hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan debit rencana. Ada 3 metode yang akan digunakan yaitu:

1. Metode distribusi *log pearson type III*
2. Metode distribusi gumbel
3. Metode distribusi normal

Berikut adalah penjelasan dari masing-masing metode:

4.1.3.1 Distribusi Log Pearson Tipe III

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 4.3

Tabel 4.3 Perhitungan Curah Hujan Rencana dengan Metode *Log Pearson Tipe III*

No	Tahun	Rmak/th	Log R	(LogR - Log \bar{R})	(LogR - Log \bar{R}) ²	(LogR - Log \bar{R}) ³	(LogR - Log \bar{R}) ⁴
1	2009	230.5	2.363	0.244	0.059	0.015	0.004

No	Tahun	Rmak/th	Log R	(LogR - Log \bar{R})	(LogR - Log \bar{R}) ²	(LogR - Log \bar{R}) ³	(LogR - Log \bar{R}) ⁴
2	2013	170.4	2.231	0.113	0.013	0.001	0.000
3	2006	148.1	2.171	0.052	0.003	0.000	0.000
4	2010	147.5	2.169	0.050	0.003	0.000	0.000
5	2015	145.7	2.163	0.045	0.002	0.000	0.000
6	2014	112	2.049	-0.070	0.005	0.000	0.000
7	2011	111.8	2.048	-0.070	0.005	0.000	0.000
8	2008	107.4	2.031	-0.088	0.008	-0.001	0.000
9	2007	96.8	1.986	-0.133	0.018	-0.002	0.000
10	2012	94.7	1.976	-0.142	0.020	-0.003	0.000
Σ			21.188	0.000	0.135	0.010	0.005

Sumber : Hasil Perhitungan

1. Nilai Rata – Rata (*Mean*) :

$$\overline{\text{Log}R_i} = \sum \text{Log}R_i = \frac{21,188}{10} = 2,119$$

2. Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (\text{Log}R_i - \overline{\text{Log}R_i})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,135}{10 - 1}} = 0,122$$

3. Koevisien Variasi

$$Cv = \frac{Sd}{\overline{\text{Log}R_i}} = \frac{0,122}{2,119} = 0,058$$

4. Koefisien Kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log}R_i - \overline{\text{Log}R_i})^3}{(n - 1)(n - 2)Sd^3} = \frac{10 \times 0,010}{(10 - 1)(10 - 2)0,122^3} = 0,734$$

4.1.3.2 Distribusi Gumbel

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 4.4

Tabel 4.4 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Gumbel

No	Tahun	Rmaks/th	$(R_i - \bar{R})$	$(R_i - \bar{R})^2$	$(R_i - \bar{R})^3$
1	2009	230.5	94.01	8837.8801	830849.1082
2	2013	170.4	33.91	1149.8881	38992.70547
3	2006	148.1	11.61	134.7921	1564.936281
4	2010	147.5	11.01	121.2201	1334.633301
5	2015	145.7	9.21	84.8241	781.229961
6	2014	112	-24.49	599.7601	-14688.12485
7	2011	111.8	-24.69	609.5961	-15050.92771
8	2008	107.4	-29.09	846.2281	-24616.77543
9	2007	96.8	-39.69	1575.2961	-62523.50221
10	2012	94.7	-41.79	1746.4041	-72982.22734
Rata-rata		136.49			

Sumber : Hasil Perhitungan

$$N = 10$$

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9496$$

$$\bar{R} = 136,49 \text{ mm}$$

Standart Deviasi

$$S_d = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{15705.889}{10-1}} = 41.774$$

4.1.3.3 Distribusi Normal

Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat dilihat pada Tabel 4.5

Tabel 4.5 Perhitungan Curah Hujan Rencana Metode Normal

No	Tahun	Rmaks/th	$(R_i - \bar{R})$	$(R_i - \bar{R})^2$
1	2009	230.5	94.01	8837.8801
2	2013	170.4	33.91	1149.8881
3	2006	148.1	11.61	134.7921
4	2010	147.5	11.01	121.2201
5	2015	145.7	9.21	84.8241
6	2014	112	-24.49	599.7601
7	2011	111.8	-24.69	609.5961
8	2008	107.4	-29.09	846.2281
9	2007	96.8	-39.69	1575.2961
10	2012	94.7	-41.79	1746.4041
Rata-rata		136.49		

Sumber : Hasil Perhitungan

Standart Deviasi

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum (R_i - \bar{R})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{15705.889}{10-1}} = 41.774$$

Dari hasil perhitungan parameter statistik yang telah diperoleh, selanjutnya dilakukan pemilihan jenis distribusi yang sesuai berdasarkan pada Tabel 2.1 Pemilihan distribusi yang sesuai pada tugas akhir ini dapat dilihat pada Tabel 4.6

Tabel 4.6Pemilihan Distribusi Yang sesuai

No	Distribusi	Persyaratan	Hasil Hitungan	keterangan
1	Normal	$C_s = 0$	1,30	tidak diterima
		$C_k = 3$	5,63	
2	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	0,95	tidak diterima
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$	4,64	
3	Gumbel	$C_s = 1,14$	1,30	tidak diterima
		$C_k = 5,4$	5,63	
4	Log pearson III	Selain dari nilai diatas/flexible		Diterima

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.4 Uji Kecocokan Probabilitas

Ada dua cara yang dapat dilakukan untuk menguji apakah jenis distribusi yang dipilih sesuai dengan data yang ada, yaitu uji Chi-Kuadrat dan Smirnov Kolmogorof.

4.1.4.1 Uji Chi Kuadrat

Uji Chi Kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis.

Distribusi Log Pearson Tipe III

Jumlah data (n) = 10

Jumlah kelas (G) = $1 + 3,322 \log (n)$
 $= 1 + 3,322 \log (10)$
 $= 4,322 \approx 4$

Menentukan derajat kebebasan (dk) = $4 - 2 - 1 = 1$

Berdasarkan peluang data pengamatan dijadikan 4 sub kelompok dengan interval peluang (P) = $1/4 = 0,25$

1. Sub grup 1 : $P < 0,25$

2. Sub grup 2 : $0,25 < P < 0,50$
3. Sub grup 3 : $0,50 < P < 0,75$
4. Sub grup 4 : $0,75 < P < 0,100$

Syarat Nilai X^2 yang diperoleh harus lebih kecil dari nilai X^2_{cr} (Chi kuadrat kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering di ambil 5% derajat kebebasan dihitung dengan persamaan 2.

Uji Chi Kuadrat Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

Persamaan dasar yang digunakan dalam metoda distribusi Log Pearson Tipe III adalah

$$X = \bar{X} + k.sd$$

Untuk harga k dapat dilihat pada tabel Tabel 4.7 didapat nilai sebagai berikut :

Tabel 4.7 Variabel reduksi Gauss

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	k
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,25	0,800	-0,84
1,33	0,750	-0,67
1,43	0,700	-0,52
1,67	0,600	-0,25
2	0,500	0
2,5	0,400	0,25

Periode Ulang (Tahun)	Peluang	k
3,33	0,300	0,52
4	0,250	0,67
5	0,200	0,84
10	0,100	1,28
20	0,050	1,64
50	0,020	2,05
100	0,010	2,33
200	0,005	2,58
500	0,002	2,88
1000	0,001	3,09

Sumber ; Soewarno

Berdasarkan persamaan garis lurus :

$$X = 2,119 + k \cdot 0,122$$

$$\text{Untuk } P = 0,99 \text{ Rt} = 2,119 + -3,05 \cdot 0,122 = 1,746$$

$$\text{Untuk } P = 0,75 \text{ Rt} = 2,119 + -0,65 \cdot 0,122 = 2,073$$

$$\text{Untuk } P = 0,50 \text{ Rt} = 2,119 + 0,0 \cdot 0,122 = 2,119$$

$$\text{Untuk } P = 0,25 \text{ Rt} = 2,119 + 0,67 \cdot 0,122 = 2,201$$

Cara perhitungan Uji Chi Kuadrat distribusi Log Pearson Tipe III sebagai berikut:

1. Jumlahkan data pengamatan O_i tiap-tiap sub-grup
2. Jumlahkan data dari persamaandistribusi yang digunakan

$$E_i = \left(\frac{n}{\text{jumlah grup}} \right)$$

$$= \left(\frac{10}{4} \right)$$

$$E_i = 2,5$$

$$3. (O_i - E_i)^2 = (3 - 2,5)^2 = 0,25$$

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada Tabel 4.8

Tabel 4.8 Perhitungan χ^2 Uji Chi-Kuadrat Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Nilai batas	O _i	E _i	(O _i - E _i) ²	$\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$
1	1.746 < x ≤ 2.037	3	2.5	0.25	0,1
2	2.037 < x ≤ 2.119	2	2.5	0.25	0,1
3	2.119 < x ≤ 2.201	3	2.5	0.25	0,1
4	2.201 < x	2	2.5	0.25	0,1
Σ		10	10	1	0,4

Sumber : Hasil Perhitungan

Kesimpulan $\chi^2 = 0,4$. Dengan (dk) = 1 dan $\alpha = 5\%$ Nilai $\chi^2_{Cr} = 3,841$ di dapat dari Tabel 2.6, jadi $\chi^2_{Cr} > \chi^2$ sehingga distribusi peluang **dapat diterima**.

4.1.4.2 Uji Smirnov Kolmogorov

Uji Smirnov Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Dari hasil analisa distribusi digunakan distribusi Log Pearson Tipe III.

Uji Smirnov-Kolmogorov Metode Distribusi Log Pearson Tipe III

1. Dari Tabel 4.5 didapat data hujan tahun 2009 dengan tinggi hujan 230,5 mm didapat :

$$m \text{ (peringkat/no rangking)} = 1$$

$$n \text{ (jumlah data)} = 10$$

$$\bar{X} = 2,119$$

Dengan rumus peluang :

$$P(X) = \frac{m}{n+1} = \frac{1}{10+1} = 0,091$$

2. Besarnya $P(X <)$ didapat dengan rumus :

$$\begin{aligned} P &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0,091 = 0,909 \end{aligned}$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{\log R - \log \bar{x}}{sd} = \frac{2,363 - 2,119}{0,122} = 1,99$$

4. Besarnya peluang teoritis $P(X <)$ dicari menggunakan tabel wilayah luas di bawah kurva normal dari nilai $f(t)$.

$$\text{Dari tabel 4.9 dengan nilai } f(t) = 1,99$$

$$\text{Sehingga besarnya } P'(X <) = 0,9767$$

Nilai D dapat dicari dengan rumus

$$\begin{aligned} D &= P(X <) - P'(X <) = 0,909 - 0,9767 \\ &= 0,068 \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada Tabel 4.10

Tabel 4.9 Wilayah luas Dibawah Kurva Normal

1.00	0.0000	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.090
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0008	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007

-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0025	0.0023	0.0022	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0036	0.0034	0.0033	0.0032	0.0030	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0040	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0064
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148

-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.4364	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4761	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.0	0.5000	0.5080	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.1	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.2	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.3	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6404	0.6443	0.6480	0.6517
0.4	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.5	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.6	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.7	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.8	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
0.9	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.0	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.1	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.2	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.3	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.4	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.5	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441

1.6	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.7	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9633
1.8	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
1.9	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.0	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9791	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.1	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.2	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.3	0.9893	0.9896	0.9696	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.4	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.5	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.6	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.7	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.8	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
2.9	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.0	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.1	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993	0.9993
3.2	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9996	0.9995	0.9995
3.3	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.4	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998

Sumber : Bambang Triatmodjo

Tabel 4.10Perhitungan Uji Smirnov Kolmogorov Log Pearson
Tipe III

Peringkat (m)	xi	log xi	$P = \frac{m}{m(n+1)}$	$P(X<)$	$\log (R - \bar{x})$	f(t)	P'(X)	P'(X<)	D
1	2.363	0.373	0.091	0.909	0.244	1.99	0.0233	0.9767	0.068
2	2.231	0.349	0.182	0.818	0.113	0.92	0.1788	0.8212	0.003
3	2.171	0.337	0.273	0.727	0.052	0.42	0.3372	0.6628	-0.064
4	2.169	0.336	0.364	0.636	0.050	0.41	0.3409	0.6591	0.023
5	2.163	0.335	0.455	0.545	0.045	0.37	0.3557	0.6443	0.099
6	2.049	0.312	0.545	0.455	(0.070)	-0.57	0.7157	0.2843	-0.170
7	2.048	0.311	0.636	0.364	(0.070)	-0.57	0.7157	0.2843	-0.079
8	2.031	0.308	0.727	0.273	(0.088)	-0.72	0.7642	0.2358	-0.037
9	1.986	0.298	0.818	0.182	(0.133)	-1.09	0.8621	0.1379	-0.044
10	1.976	0.296	0.909	0.091	(0.142)	-1.16	0.877	0.1230	0.032
Σ	21,188							Dmax	0,099
X rata	2,119							Do	0,41
Sd	0,122								

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.11 Nilai Kritis Do Uji Smirnov Kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49

N	Derajat Kepercayaan			
	0,20	0,10	0,05	0,01
15	0,27	0,30	0,34	0,4
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$\frac{1,07}{N^{0,5}}$	$\frac{1,22}{N^{0,5}}$	$\frac{1,36}{N^{0,5}}$	$\frac{1,63}{N^{0,5}}$

Sumber : Bambang Triatmodjo

Dari perhitungan nilai D, pada Tabel 4.10 menunjukkan nilai

D max = 0,099

Do = 0,41 dari Tabel 4.11 nilai kritis Do untuk derajat kepercayaan 5% dan n = 10)

Syarat : Dmax < Do , 0,099 < 0,41, maka persamaan distribusi Log Pearson Tipe III **dapat diterima**.

4.1.5 Kesimpulan Analisa Frekuensi

Dari perhitungan uji kecocokan Chi Kuadrat dan Smirnov Kolmogorov di atas, maka dapat dihasilkan rekapitulasi seperti yang tampak pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Kesimpulan Uji Kecocokan Chi Kuadrat dan Uji Smirnov Kolmogorov

Jenis Distribusi	Uji Chi Kuadrat				Uji Smirnov Kolmogorov			
	Xh ²		X ² kr	Ket	Dmaks		Do	Ket
Log Pearson Tipe III	0,4	<	3,841	OK	0,099	<	0,41	OK

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.6 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Untuk perhitungan curah hujan periode ulang digunakan distribusi Log Pearson Tipe III. Parameter statistik yang didapat dari perhitungan Tabel 4.5 distribusi tersebut adalah

Jumlah data (n) = 10

Nilai Rata-rata = 2,119

Standar deviasi = 0,122

1. Berdasarkan Tabel 4.5 didapat Cs : 0,734

2. Hitung nilai k

Nilai k dihitung berdasarkan nilai T dan nilai Cs, didapat untuk T = 5Tahun dan Cs = 0,734 pada Tabel 2.5 didapat nilai k₅ = 0,780

Hitung hujan rencana dengan periode ulang 5 tahun

$X_5 = \bar{x} + K \cdot sd$

= 2,119 + (0,787) · (0,122) = 2,215

Jadi , x₅ = antilog x₅ = 164,08 mm

Berikut rekapitulasi perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 5 tahun pada tabel 4.13.

Tabel 4.13 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Periode Ulang	C_s	k	Log X_{rata}	Slogx	Log x	X
5	0,73436	0,787	2,119	0,122	2,215	164,08

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.7 Analisa Debit Banjir Rencana

Dalam pengerjaan metode yang digunakan untuk menghitung debit banjir rencana adalah metode Rasional USSCS. Model ini bisa digunakan karena Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang memenuhi untuk syarat DAS dengan ukuran lebih kecil dari 300 ha.

4.1.7.1 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Perhitungan koefisien pengaliran berdasarkan luas daerah tangkapan hujan dan tata guna lahan wilayah pengembangan Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang. Sehingga nilai koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.9.

Nilai koefisien pengaliran (C) yang diambil untuk beberapa tata guna lahan sebagai berikut :

Rumput = 0,13 untuk wilayah resapan

Aspal = 0,9 untuk wilayah *runway* dan *taxiway*

Beton = 0,9 untuk wilayah *apron*

Berikut merupakan untuk perhitungan C gabungan

Diketahui :

Luas Zona saluran (A_1) = 0,048 km², terdiri dari

Rumput = 0,0239 km² C1 = 0,13

Aspal = 0,0047km² C2 = 0,9

Beton = 0,0198km² C3 = 0,9

$$\begin{aligned}
 C \text{ gabungan} &= \frac{\sum C_i A_i}{\sum A} \\
 &= \frac{0,13 \times 0,0239 + 0,9 \times 0,0047 + 0,9 \times 0,0198}{0,0239 + 0,0047 + 0,0198} \\
 &= \frac{0,0399}{0,0484} \\
 &= 0,825
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan koefisien pengaliran saluran selanjutnya bisa dilihat pada tabel 4.14

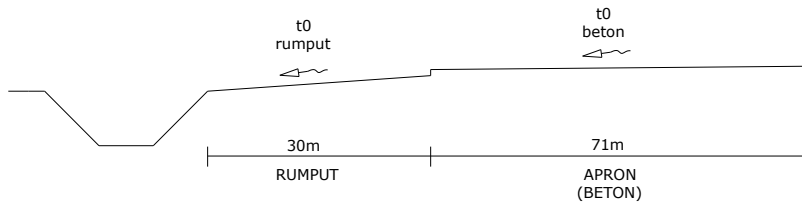
Tabel 4.14 Perhitungan Koefisien Pengaliran

Saluran Saluran	Luas (m ²)			Total	Total	Koefisien Rembesan			C Gab.
	Rumput	Aspal	Beton	(m ²)	(km ²)	Aspal	Rumput	Beton	
Zona A1	23906.45	4686.139	19771.88	48364.47	0.0484	0.9	0.13	0.9	0.825
Zona A2	23906.45	4686.139	19771.88	48364.47	0.0484	0.9	0.13	0.9	0.825
Zona B	69290.65	34198.45	0	103489.1	0.1035	0.9	0.13	0.9	0.646
Zona C	29343.8	13003.41	0	42347.21	0.0423	0.9	0.13	0.9	0.664
Zona D	29343.8	13003.41	0	42347.21	0.0423	0.9	0.13	0.9	0.664
Zona E	30219.84	13517.38	0	43737.23	0.0437	0.9	0.13	0.9	0.662
Zona F	37500	4641.319	0	42141.32	0.0421	0.9	0.13	0.9	0.815
Zona G	30297.74	30297.74	0	60595.47	0.0606	0.9	0.13	0.9	0.515
Zona H	17746.61	12334.83	0	30081.44	0.0301	0.9	0.13	0.9	0.584
Zona I	14571.84	1115.147	0	15686.99	0.0157	0.9	0.13	0.9	0.845
Zona J	18980.5	0	39543.75	50643.75	0.0506	0.9	0.13	0.9	0.900
Zona K	18980.5	8446.426	0	27426.93	0.0274	0.9	0.13	0.9	0.663
Zona L	26036.44	13036.43	0	39072.87	0.0391	0.9	0.13	0.9	0.643

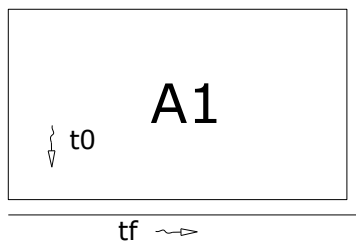
Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.7.2 Perhitungan Waktu Konsentrasi (t_c)

Waktu konsentrasi merupakan waktu yang diperlukan untuk mengalirkan air dari titik yang paling jauh pada daerah aliran ke titik yang ditinjau (kontrol), yang ditentukan di bagian hilir suatu saluran dapat diilustrasikan seperti gambar 4.1 dan gambar 4.2



Gambar 4.1 Ilustrasi Perhitungan t_0



Gambar 4.2 Ilustrasi Perhitungan t_f

Berikut merupakan perhitungan waktu konsentrasi saluran

Diketahui :

Saluran = A1

Jarak titik terjauh

- Beton (L0)a = 71 m

- Rumput (L0)b = 30 m

Panjang saluran (L) = 215 m

Rencana kemiringan saluran (s) = 0,0004

Dimensi saluran trapesium (*trial and error*)

- b saluran = 1,00 m

- hair = 0,84 m

- H saluran = 1,10 m

- m = 1

- A = (b+hm)h

$$= (1+0,84)0,84$$

$$= 1,55 \text{ m}^2$$

- P = $b+2h\sqrt{1+m^2}$

$$= 3,38 \text{ m}$$

- R = $\frac{A}{P}$

$$= \frac{1,55}{3,38}$$

$$= 0,46 \text{ m}$$

Kecepatan rencana

$$- V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

$$= \frac{1}{0,013} 0,43^{\frac{2}{3}} 0,0004^{\frac{1}{2}}$$

$$= 0,91 \text{ m/s}$$

Koefisien hambatan (n_d)

- Beton (n_d)a = 0,012

- Rumput (n_d)b = 0,24

Kemiringan Lahan (s_0)

$$\begin{aligned}
 & - \text{Beton } (s_0)a = 0,005 \\
 & - \text{Rumput } (s_0)b = 0,018 \\
 t_{0\text{beton}} &= 1,44 \times \left[n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left[0,012 \times \frac{71}{\sqrt{0,005}} \right]^{0,467} \\
 &= 4,6 \text{ menit} \\
 t_{0\text{rumput}} &= 1,44 \times \left[n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right]^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left[0,24 \times \frac{30}{\sqrt{0,018}} \right]^{0,467} \\
 &= 9,25 \text{ menit} \\
 t_{0\text{total}} &= t_{0\text{beton}} + t_{0\text{rumput}} \\
 &= 4,6 + 9,25 \\
 &= 13,85 \text{ menit} \\
 t_f \text{ A} &= \frac{L \text{ saluran}}{v \text{ saluran}} \\
 &= \frac{215m}{0,91m/dt} = 3,92 \text{ menit} \\
 t_c \text{ A} &= t_0 \text{ A}_1 + t_f \text{ A}_1 \\
 &= 13,85 + 3,92 \\
 &= 17,77 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan perhitungan waktu konsentrasi box culvert

Diketahui :

Box Culvert = BC 1
 Panjang saluran (L) = 90 m
 Rencana kemiringan saluran (s) = 0,0004

Dimensi saluran segi empat (*trial and error*)

- b saluran = 3,00 m
 - h air = 0,87 m
 - H saluran = 1,15 m

$$\begin{aligned}
 - A &= b \times h \\
 &= 3 \times 0,87 \\
 &= 2,61 \text{ m}^2 \\
 - P &= b + 2h \\
 &= 3 + 2 \times 0,87 \\
 &= 4,47 \text{ m} \\
 - R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{2,61}{4,47} \\
 &= 0,55 \text{ m}
 \end{aligned}$$

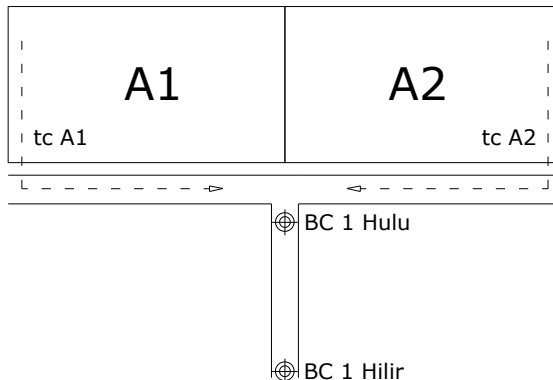
Kecepatan rencana

$$\begin{aligned}
 - V &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{1}{0,013} 0,55^{\frac{2}{3}} 0,0004^{\frac{1}{2}} \\
 &= 1,03 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

tc asal

$$\begin{aligned}
 - \text{tc Saluran A1} &= 17,77 \text{ menit} \\
 - \text{tc Saluran A2} &= 17,77 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

dalam pemilihan tc asal, dipilih dari tc asal yang paling besar atau maksimal dalam perhitungan saluran sebelumnya, dalam perhitungan BC 1, saluran sebelumnya adalah saluran A1 dan saluran A2, maka dipilih tc terbesar dari keduanya. Dapat kita lihat dalam gambar 4.3



Gambar 4.3Pemilihan t_c asal

$$\begin{aligned}
 t_f BC_1 &= \frac{L \text{ saluran}}{v \text{ saluran}} \\
 &= \frac{90m}{1,03m/dt} = 1,45 \text{ menit} \\
 t_c BC_1 \text{ hulu} &= t_{c \text{ asal} BC_1} \\
 &= 17,77 \text{ menit} \\
 t_c BC_1 \text{ hilir} &= t_{c \text{ asal} BC_1} + t_f BC_1 \\
 &= 17,77 + 1,45 \\
 &= 19,22 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan waktu konsentrasi selanjutnya bisa dilihat pada tabel 4.15, 4.16, 4.17 dan 4.18

Tabel 4.15 Perhitungan waktu konsentrasi

zona		nd	L0 (m)	s0	t0 (menit)	t0 total (menit)
zona A1	beton	0.012	71	0.005	4.60	13.85
	rumput	0.24	30	0.018	9.25	
zona A2	beton	0.012	71	0.005	4.60	13.85
	rumput	0.24	30	0.018	9.25	
zona B	aspal	0.011	22.5	0.025	1.78	18.55
	rumput	0.24	80	0.010	16.78	
zona C	aspal	0.011	22.5	0.025	1.78	18.55
	rumput	0.24	80	0.01	16.78	
zona D	aspal	0.011	22.5	0.025	1.78	18.55
	rumput	0.24	80	0.01	16.78	
zona E	aspal	0.011	22.5	0.025	1.78	18.55
	rumput	0.24	80	0.01	16.78	
zona F	rumput	0.24	105	0.01	19.05	19.05
zona G	aspal	0.011	22.5	0.025	1.78	18.55
	rumput	0.24	80	0.01	16.78	
zona H	aspal	0.011	11.5	0.015	1.46	10.24
	rumput	0.24	20	0.01	8.78	
zona I	aspal	0.011	11.5	0.025	1.30	10.08
	rumput	0.24	20	0.01	8.78	
zona J	beton	0.012	71	0.005	4.60	6.28
	aspal	0.011	20	0.025	1.68	
zona K	aspal	0.011	11.5	0.015	1.46	8.69
	rumput	0.24	20	0.023	7.23	
zona L	aspal	0.011	11.5	0.015	1.46	8.69
	rumput	0.24	20	0.023	7.23	

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.16 Perhitungan waktu konsentrasi saluran

Saluran Saluran	tc asal (menit)	t0 (menit)	tf (menit)	tc pakai (menit)
Saluran A1	-	13.85	3.92	17.77
Saluran A2	-	13.85	3.92	17.77
Saluran B	-	18.55	8.31	26.86
Saluran C	28.48	18.55	3.73	32.21
Saluran D	32.21	18.55	3.11	35.32
Saluran E	36.62	18.55	3.33	39.95
Saluran F	-	19.05	4.06	23.10
Saluran G	24.94	18.55	10.54	35.48
Saluran H	-	10.24	6.84	17.09
Saluran I	17.09	10.08	5.96	23.04
Saluran J	23.04	6.28	11.45	34.49
Saluran K	34.49	8.69	5.94	40.43
Saluran L	-	8.69	12.73	21.42
Saluran Akhir	41.13	0	0.34	41.13

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.17 Perhitungan waktu konsentrasi box culvert

Saluran Box	tc asal (menit)	t0 (menit)	tf (menit)	tc pakai (menit)
BC 1 Hulu	17.77	-	-	17.77
BC 1 Hilir	17.77	-	1.45	19.22
BC 2 Hulu	26.86	-	-	26.86
BC 2 Hilir	26.86	-	1.62	28.48
BC 3 Hulu	35.32	-	-	35.32
BC 3 Hilir	35.32	-	1.30	36.62
BC 4 Hulu	23.10	-	-	23.10
BC 4 Hilir	23.10	-	1.84	24.94
BC 5 Hulu	39.95	-	-	39.95
BC 5 Hilir	39.95	-	1.18	41.13

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.18 Perhitungan pemilihan waktu konsentrasi

TITIK	NAMA SALURAN	tc (menit)	tc max (menit)
Hulu BC 1	SALURAN A1	17.77	17.77
	SALURAN A2	17.77	
Hulu Saluran D	Saluran C	32.21	32.21
	BOX CULVERT 1	19.22	
Hulu BC 5	Saluran G	35.48	39.95
	Saluran E	39.95	
Hulu Saluran Akhir	Saluran K	40.43	41.13
	Saluran L	21.42	
	BOX CULVERT 5	41.13	

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.7.3 Intensitas Hujan Rencana (I)

Intensitas hujan periode ulang 5 tahun ini dihitung menggunakan rumus Mononobe dengan menggunakan Curah

hujan harian rata-rata maksimum periode ulang 5 tahun metode Log-Pearson Type III. Intensitas hujan periode ulang 5 tahun digunakan untuk mengetahui debit rencana dengan periode ulang 5 tahun yang akan digunakan untuk saluran drainase bandara.

Berikut Perhitungan Intesitas Hujan Saluran A1.

$$\begin{aligned}
 I &= \frac{R_{24}}{24} \times \left(\frac{24}{tc} \right)^{2/3} \\
 I &= \frac{164,08}{24} \times \left(\frac{24}{17,77/60} \right)^{2/3} \\
 &= 128,02\text{mm}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan intensitas selanjutnya bisa dilihat pada tabel 4.19, 4.20

Tabel 4.19 Perhitungan intensitas hujan saluran

Saluran Saluran	tc pakai (menit)	I (mm/jam)
Saluran A1	17.77	128.02
Saluran A2	17.77	128.02
Saluran B	26.86	97.20
Saluran C	32.21	86.11
Saluran D	35.32	80.99
Saluran E	39.95	74.60
Saluran F	23.10	107.47
Saluran G	35.48	80.75
Saluran H	17.09	131.41
Saluran I	23.04	107.66
Saluran J	34.49	82.28
Saluran K	40.43	74.00
Saluran L	21.42	113.03
Saluran Akhir	41.13	73.16

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.20 Perhitungan intensitas hujan box culvert

Saluran Box	tc pakai (menit)	I (mm/jam)
BC 1 Hulu	17.77	128.02
BC 1 Hilir	19.22	121.49
BC 2 Hulu	26.86	97.20
BC 2 Hilir	28.48	93.48
BC 3 Hulu	35.32	80.99
BC 3 Hilir	36.62	79.06
BC 4 Hulu	23.10	107.47
BC 4 Hilir	24.94	102.13
BC 5 Hulu	39.95	74.60
BC 5 Hilir	41.13	73.16

Sumber : Hasil Perhitungan

4.1.7.4 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Dengan menggunakan metode rasional perhitungan debit banjir rencana dari data yang telah diperoleh diatas maka dapat dihitung debit banjir rencananya.

Perhitungan Debit Banjir Rencana Saluran

Diketahui :

Saluran = A1
 C = 0,825
 I = 130,81mm/jam
 A = 0,0484km²
 Q = 0,278.C.I.A

$$= 0,278 \times 0,825 \times 128,02 \times 0.0484$$

$$= 1,42\text{m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan Debit Banjir Rencana Box Culvert

Diketahui :

$$\text{Saluran} = BC1_{\text{hulu}}$$

$$C = 0,825$$

$$I_{\text{hulu}} = 128,02\text{mm}/\text{jam}$$

$$A = 0,0967\text{km}^2$$

$$Q = 0,278.C.I.A$$

$$= 0,278 \times 0,825 \times 128,02 \times 0,0967$$

$$= 2,84\text{m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Saluran} = BC1_{\text{hilir}}$$

$$C = 0,825$$

$$I_{\text{hilir}} = 121,49\text{mm}/\text{jam}$$

$$A = 0,0967\text{km}^2$$

$$Q = 0,278.C.I.A$$

$$= 0,278 \times 0,825 \times 121,49 \times 0,0967$$

$$= 2,70\text{m}^3/\text{dt}$$

Jadi dari perhitungan di atas untuk box culvert di saluran hulu mempunyai debit yang lebih besar dari pada di hilir, karena di titik hulu mempunya intensitas yang lebih besar dari pada di

titik hilir, maka dalam penentuan dimensi saluran akan mengacu pada debit di titik hulu.

Untuk perhitungan debit selanjutnya bisa dilihat pada tabel 4.21 dan tabel 4.22

Tabel 4.21 Perhitungan debit banjir rencana

SALURAN	I (mm/jam)	C Gab.	A (km ²)	Q (m ³ /dt)
Saluran A1	128.02	0.825	0.0484	1.42
Saluran A2	128.02	0.825	0.0484	1.42
Saluran B	97.20	0.646	0.1035	1.81
Saluran C	86.13	0.651	0.1458	2.27
Saluran D	81.00	0.712	0.2849	4.57
Saluran E	74.61	0.705	0.3286	4.81
Saluran F	107.47	0.815	0.0421	1.03
Saluran G	80.75	0.638	0.1027	1.47
Saluran H	131.41	0.584	0.0301	0.64
Saluran I	107.66	0.674	0.0458	0.92
Saluran J	82.28	0.793	0.0964	1.75
Saluran K	74.00	0.764	0.1238	1.95
Saluran L	113.03	0.643	0.0391	0.79
Saluran Akhir	73.17	0.702	0.5943	8.48

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.22 Perhitungandebit banjir rencana

SALURAN	l (mm/jam)	C Gab.	A (km ²)	Q (m ³ /dt)
B C 1 hulu	128.02	0.825	0.0967	2.84
B C 1 hilir	121.49	0.825	0.0967	2.70
B C 2 hulu	97.20	0.646	0.1035	1.81
B C 2 hilir	93.50	0.646	0.1035	1.74
B C 3 hulu	81.00	0.712	0.2849	4.57
B C 3 hilir	79.07	0.712	0.2849	4.46
B C 4 hulu	107.47	0.815	0.0421	1.03
B C 4 hilir	102.13	0.815	0.0421	0.98
B C 5 hulu	74.61	0.689	0.4314	6.17
B C 5 hilir	73.17	0.689	0.4314	6.05

Sumber : Hasil Perhitungan

4.2 Analisa Hidrolika

Analisa hidrolika pada tugas akhir ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas saluran rencana dengan debit banjir rencana periode ulang 5 tahun.

Perhitungan ini untuk mengetahui seberapa besar kemampuan penampang saluran yang mampu untuk menampung limpasan air hujan.

Rumus kecepatan rata-rata pada perhitungan dimensi penampang saluran menggunakan rumus Manning, karena rumus ini mempunyai bentuk yang sangat sederhana tetapi memberikan hasil yang akurat. Oleh karena itu rumus ini dapat digunakan secara luas sebagai rumus aliran seragam dalam kapasitas saluran. Perencanaan tugas akhir ini, digunakan saluran dari beton dengan

penampang trapesium dan segi empat pada saluran box culvert yang mempunyai tutup di atasnya tetapi merupakan tipe saluran terbuka.

Untuk saluran berpenampang trapesium :

Perhitungan Debit Banjir Rencana A1

Diketahui :

$$Q = 1,42 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$s = 0,0004$$

$$n = 0,013$$

Dimensi saluran trapesium (*trial and error*)

- b saluran	= 1,00 m
- h air	= 0,84 m
- H saluran	= 1,10 m
- m	= 1
- A	$= (b+hm)h$ $= (1+0,84)0,84$ $= 1,55 \text{ m}^2$
- P	$= b+2h\sqrt{1+m^2}$ $= 3,38 \text{ m}$
- R	$= \frac{A}{P}$ $= \frac{1,55}{3,38}$ $= 0,46 \text{ m}$

Kecepatan rencana

$$\begin{aligned}
 - V &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{1}{0,013} 0,43^{\frac{2}{3}} 0,0004^{\frac{1}{2}} \\
 &= 0,91 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

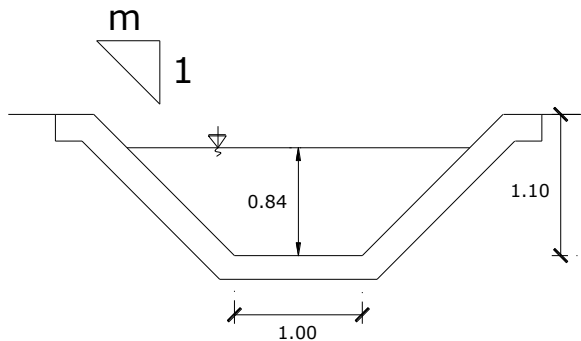
$$Q = V \times A$$

$$= 0,091 \times 1,55$$

$$= 1,42\text{m}^3/\text{dt}$$

$$\begin{aligned}\text{Untuk } \Delta Q \text{ Hidrolika} &= Q \text{ hidrolika} - Q \text{ hidrologi} \\ &= 1,42\text{m}^3/\text{dt} - 1,42\text{m}^3/\text{dt} \\ &= 0 \text{ (OK)}\end{aligned}$$

untuk gambar penampang saluran trapesium dapat dilihat seperti gambar 4.4



gambar 4.4 Penampang saluran trapesium

Untuk box culvert berpenampang segi empat :
Perhitungan Debit Banjir Rencana BC1 hulu

Diketahui :

$$Q = 2,84\text{m}^3/\text{dt}$$

$$s = 0,0004$$

$$n = 0,013$$

Dimensi saluran trapesium (*trial and error*)

- b saluran $= 3,00 \text{ m}$
- h air $= 0,90 \text{ m}$
- H saluran $= 1,15 \text{ m}$
- A $= b \times h$
 $= 3 \times 0,9$
 $= 2,71\text{m}^2$

$$\begin{aligned}
 - P &= b+2h \\
 &= 3 + 2 \cdot 0.9\text{m} \\
 &= 4,80 \\
 - R &= \frac{A}{P} \\
 &= \frac{2,71}{4,80} \\
 &= 0,56\text{m}
 \end{aligned}$$

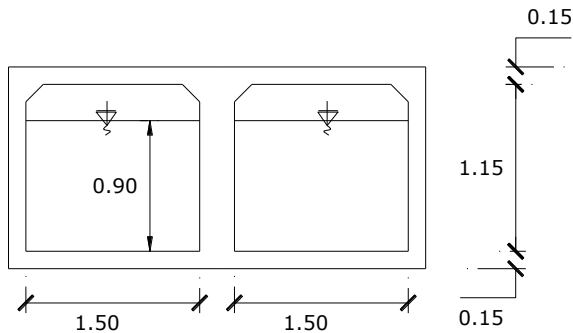
Kecepatan rencana

$$\begin{aligned}
 - V &= \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \\
 &= \frac{1}{0,013} 0,56^{\frac{2}{3}} 0,0004^{\frac{1}{2}} \\
 &= 1,05 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= V \times A \\
 &= 1,05 \times 2,71 \\
 &= 2,84\text{m}^3/\text{dt}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk } \Delta Q \text{ Hidrolika} &= Q \text{ hidrolika} - Q \text{ hidrologi} \\
 &= 2,84\text{m}^3/\text{dt} - 2,84\text{m}^3/\text{dt} \\
 &= 0 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

untuk gambar penampang saluran segi empat dapat dilihat seperti gambar 4.5



gambar 4.5Penampang saluran segi empat

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat dalam tabel 4.23 dan tabel 4.24

Tabel 4.23 Perhitungan debit banjir rencana saluran

SALURAN	b (m)	h (m)	H (m)	R (m)	A (m ²)	P (m)	V (m/dt)	i	n	Q (m ³ /dt)	tc (menit)	l (mm/jam)	C Gab.	A (km ²)	Q (m ³ /dt)	ΔQ (m ³ /dt)
Saluran A1	1	0.84	1.10	0.46	1.55	3.38	0.91	0.0004	0.013	1.42	17.77	128.02	0.825	0.0484	1.42	0.00
Saluran A2	1	0.84	1.10	0.46	1.55	3.38	0.91	0.0004	0.013	1.42	17.77	128.02	0.825	0.0484	1.42	0.00
Saluran B	2	0.71	1.00	0.48	1.92	4.01	0.94	0.0004	0.013	1.81	26.86	97.20	0.646	0.1035	1.81	0.00
Saluran C	2.5	0.72	1.00	0.51	2.31	4.53	0.98	0.0004	0.013	2.27	32.21	86.11	0.651	0.1458	2.27	0.00
Saluran D	3	0.97	1.25	0.67	3.87	5.75	1.18	0.0004	0.013	4.57	35.32	80.99	0.712	0.2849	4.57	0.00
Saluran E	3.2	0.97	1.25	0.68	4.04	5.94	1.19	0.0004	0.013	4.81	39.95	74.60	0.705	0.3286	4.81	0.00
Saluran F	1	0.71	0.90	0.41	1.22	3.02	0.84	0.0004	0.013	1.03	23.10	107.47	0.815	0.0421	1.03	0.00
Saluran G	1.5	0.73	1.00	0.45	1.62	3.55	0.91	0.0004	0.013	1.47	35.48	80.75	0.638	0.1027	1.47	0.00
Saluran H	1	0.55	0.80	0.34	0.86	2.57	0.74	0.0004	0.013	0.64	17.09	131.41	0.584	0.0301	0.64	0.00
Saluran I	1.2	0.62	0.90	0.38	1.13	2.96	0.81	0.0004	0.013	0.92	23.04	107.66	0.674	0.0458	0.92	0.00
Saluran J	2	1.02	1.30	0.42	3.07	4.88	0.86	0.0004	0.013	1.75	34.49	82.28	0.793	0.0964	1.75	0.00
Saluran K	1.5	0.85	1.15	0.51	1.99	3.89	0.98	0.0004	0.013	1.95	40.43	74.00	0.764	0.1238	1.95	0.00
Saluran L	1	0.62	0.90	0.37	1.01	2.76	0.79	0.0004	0.013	0.79	21.42	113.03	0.643	0.0391	0.79	0.00
Saluran Akhir	7	0.87	1.20	0.72	6.84	9.46	1.24	0.0004	0.013	8.48	41.13	73.16	0.702	0.5943	8.48	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24 Perhitungan debit banjir rencana

SALURAN	b (m)	h (m)	H (m)	R (m)	A (m ²)	P (m)	V (m/dt)	i	n	Q (m ³ /dt)	tc (menit)	l (mm/jam)	C Gab.	A (km ²)	Q (m ³ /dt)	ΔQ (m ³ /dt)
BC 1 hulu	3	0.90	1.15	0.56	2.71	4.80	1.05	0.0004	0.013	2.84	17.77	128.02	0.825	0.0967	2.84	0.00
BC 1 hilir	3	0.87	1.15	0.55	2.61	4.74	1.03	0.0004	0.013	2.70	19.22	121.49	0.825	0.0967	2.70	0.00
BC 2 hulu	2.5	0.77	1.05	0.48	1.93	4.04	0.94	0.0004	0.013	1.81	26.86	97.20	0.646	0.1035	1.81	0.00
BC 2 hilir	2.5	0.75	1.05	0.47	1.87	4.00	0.93	0.0004	0.013	1.74	28.48	93.48	0.646	0.1035	1.74	0.00
BC 3 hulu	4	0.98	1.25	0.66	3.93	5.96	1.16	0.0004	0.013	4.57	35.32	80.99	0.712	0.2849	4.57	0.00
BC 3 hilir	4	0.97	1.25	0.65	3.86	5.93	1.16	0.0004	0.013	4.46	36.62	79.06	0.712	0.2849	4.46	0.00
BC 4 hulu	1.5	0.83	1.05	0.39	1.25	3.16	0.83	0.0004	0.013	1.03	23.10	107.47	0.815	0.0421	1.03	0.00
BC 4 hilir	1.5	0.80	1.05	0.39	1.20	3.10	0.82	0.0004	0.013	0.98	24.94	102.13	0.815	0.0421	0.98	0.00
BC 5 hulu	4	1.21	1.50	0.75	4.84	6.42	1.27	0.0004	0.013	6.17	39.95	74.60	0.689	0.4314	6.17	0.00
BC 5 hilir	4	1.19	1.50	0.75	4.77	6.39	1.27	0.0004	0.013	6.05	41.13	73.16	0.689	0.4314	6.05	0.00

Sumber : Hasil Perhitungan

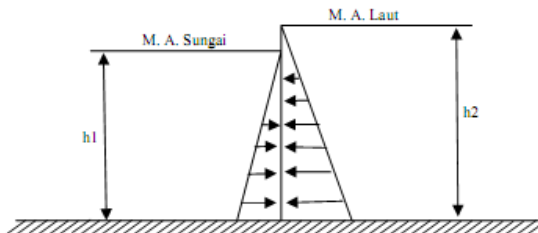
4.3 Analisa *Backwater*

Analisa *backwater* dimaksudkan untuk mengetahui jarak pengaruh intrusi maupun pasang air laut terhadap muara sungai. Hal ini perlu diperhatikan karena kawasan Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang terletak didaerah yang dekat dengan pantai (muara sungai), sehingga tidak terjadi limpasan keluar dari saluran drainase.

Setelah mengetahui kondisi yang terjadi, maka akan diputuskan penggunaan fasilitas drainase berupa pompa dan kolam tampung sehingga pengaruh pasang – surut air laut terhadap sistem drainase Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang dapat dihilangkan. Pada sistem drainase ini, saluran akhir direncanakan akan memanfaatkan sungai silandak lama sebagai saluran akhir menuju laut.

Backwater yang terjadi akibat pengaruh pasang surut di muara sungai yaitu pada saat permukaan air laut melebihi permukaan air sungai, sehingga alirannya berbalik dari laut masuk menuju sungai. Tentunya hal ini dapat berpengaruh terhadap sungai itu sendiri diantaranya adalah banjir karena meluapnya air yang seharusnya dibuang ke laut.

Adapun gambaran dari pengaruh *back water* dapat dilihat pada gambar 4.6 berikut ini:



Gambar 4.6 Pengaruh *back water*

4.3.1 Pengaruh Pasang Surut Kali Silandak Lama

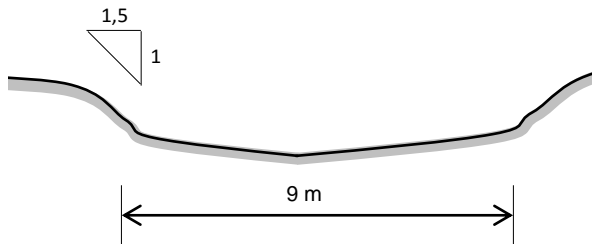
Untuk mengetahui pengaruh pasang – surut terhadap Kali Silandak Lama dilakukan perhitungan profil muka air dengan metode tahapan langsung (*direct step method*).

Lokasi dari kali silandak lama yang berada di sebelah utara dari Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang dapat dilihat pada gambar 4.7 berikut ini:



Gambar 4.7 Lokasi Kali Silandak Lama
(sumber : Google earth)

Kali silandak lama merupakan kali silandak yang terputus karena adanya pembangunan *runway* Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang tempo dulu. Dengan adanya pengembangan bandara pada terminal 2, maka akan dimanfaatkan sebagai saluran akhir menuju laut dengan panjang sungai 800m. Gambar 4.8 berikut merupakan profil dari kali silandak lama.



Gambar 4.8Profil Kali Silandak Lama

Adapun data Kali Silandak yang digunakan untuk perhitungan back water adalah sebagai berikut ;

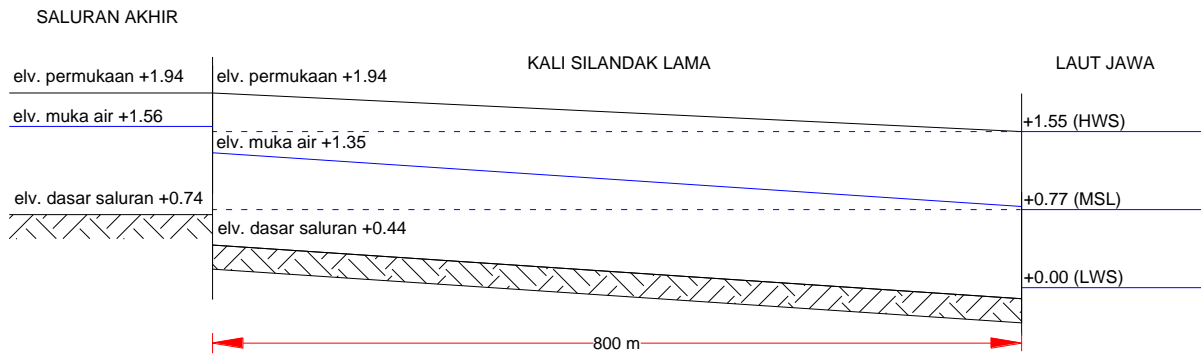
- Lebar Saluran (B) = 9,00 m
- Panjang saluran (L) = 800m
- Kemiringan dinding saluran (z) = 1,5
- Kemiringan dasar saluran (So) = 0,00066
- Tinggi saluran (H) = 1,20 m
- Elv. muka air laut rata-rata (MSL) = + 0,77
- Elv. muka air laut pasang tertinggi (HWS) = + 1,55
- Elv. muka air laut surutterendah (LWS) = + 0,00
- Debit (Q) = 8.48m³/detik
- Kekasaran Manning (n) = 0,024

Dari perhitungan saluran primer akhir pada sistem drainase Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang didapat dimensi saluran sebagai berikut:

- Lebar Saluran (B) = 7,00 m

- Panjang saluran (L) $= 25 \text{ m}$
- Tinggi saluran (H) $= 1,50 \text{ m}$
- Elv. Permukaan $= + 1,94$
- Elv. Dasar saluran $= +0,44$
- Elv. muka air $= + 1,35$
- Debit (Q) $= 8.48 \text{ m}^3/\text{detik}$

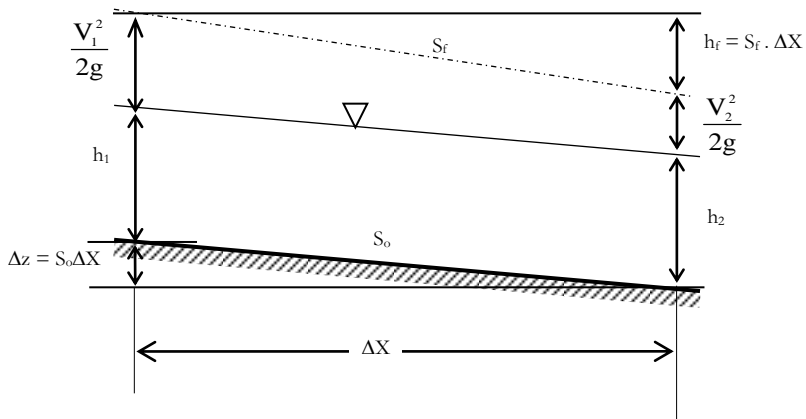
Pada penampang memanjang lebih jelasnya bisa dilihat pada gambar 4.9.



Gambar 4.9 Penampang memanjang kali silandak lama

4.3.1.1 Metode Tahapan Langsung (*direct step method*)

Perhitungan *backwater* menggunakan metode tahapan langsung (*Direct Step Method*) yaitu perhitungan jarak pengaruh backwater dari tinggi muka air sungai (saluran). Untuk memudahkan dalam perhitungan backwater ini, analisa perhitungan disajikan dalam bentuk tabel dengan urutan seperti gambar 4.9 berikut :



gambar 4.9 untuk perhitungan profil muka air dengan metoda tahapan langsung

Penyelesaian:

Kita mulai dengan menentukan tipe profil muka air, dengan menghitung kedalaman normal, h_n , dan kedalaman kritis, h_c .

Kedalaman air normal, h_n dapat kita peroleh dengan rumus Manning:

$$Q = A \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S_0^{\frac{1}{2}}$$

Dengan memasukkan parameter yang sudah diketahui, kita dapatkan:

$$9,48 = \frac{(9+1,5h)h}{0,024} \left(\frac{(9+1,5h)h}{9+2h\sqrt{3,25}} \right)^{\frac{2}{3}} 0,0006^{\frac{1}{2}}$$

Melalui metoda coba-coba kita peroleh $h_n = 0,91$ m.

Kedalaman air kritis dapat kita hitung dengan persamaan:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

$$\frac{9,48^2}{9,81} = \frac{[(9+1,5h)h]^3}{9}$$

Harga h dapat diperoleh dengan cara coba-coba atau secara grafis. Dengan cara coba-coba diperoleh harga $h_c = 0,419$ m.

Selanjutnya kita menghitung profil muka air ketika pasang maksimal yang pernah terjadi, dimulai dari kedalaman yang sudah diketahui di hulu titik control dengan coba-coba, $h = 1,55$ m yang merupakan pasang maksimum, $h = 1,20$ m yang merupakan pasang maksimum tahun 2014 dan pasang dengan cara coba-coba dengan pasang $h = 0.95$ m, bergerak ke arah hulu. Pada titik kontrol ini kita beri notasi $x = 0$. Hasil perhitungan ditampilkan pada Tabel, dengan penjelasan sebagai berikut.

Kolom 1, h . Kedalaman yang mendekati kedalaman normal secara asimptotis pada jarak tak terhingga. Oleh

karena itu, perhitungan profil muka air dihentikan jika kedalaman air pada kisaran 1 persen dari kedalaman normal.

Kolom 2, A . Luas potongan melintang dengan kedalaman pada kolom 1.

Kolom 3, P . Keliling basah potongan melintang dengan kedalaman pada kolom 1.

Kolom 4, R . Jari-jari hidraulik, $R = A/P$, dimana P = keliling basah untuk kedalaman air pada kolom 1.

Kolom 5, $V^2/2g$. Tinggi kecepatan, dimana kecepatan, V , dihitung dengan membagi debit, Q , dengan luas penampang melintang, A , dari kolom 2.

Kolom 6, E . Energi spesifik, E , dihitung dengan menjumlahkan kedalaman air, h , pada kolom 1, dengan tinggi kecepatan, $V^2/2g$, pada kolom 5.

Kolom 7, $\Delta E = E_2 - E_1$. Kolom ini diperoleh dari mengurangi harga E pada kedalaman yang bersangkutan dengan E untuk kedalaman sebelumnya.

Kolom 8, S_f . Dengan menggunakan angka kekasaran Manning, n , tertentu, maka dengan persamaan $S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^3 R^{\frac{4}{3}}}$, harga S_f dapat dihitung.

Kolom 9, \bar{S}_f . Rata-rata S_f pada kedalaman yang bersangkutan dan kedalaman sebelumnya. Kolom ini dibiarkan kosong untuk baris pertama, karena disini belum ada kedalaman sebelumnya.

Kolom 10, $S_o - \bar{S}_f$ Harga pada kolom ini diperoleh dari mengurangi \bar{S}_f pada kolom 9 terhadap harga S_o .

Kolom 11, $\Delta X = X_2 - X_1$. Pertambahan jarak dihitung dengan membagi kolom (7) dengan kolom (10).

Kolom 12, X . Merupakan jarak dari titik kontrol sampai kedalaman yang ditinjau, dan merupakan akumulasi dari ΔX dari kolom 11.

Jadi dari hasil perhitungan akan diketahui apakah akan terjadi backwater pada area pembuangan akhir dikarenakan pasang air laut bisa ditunjukkan pada tabel 4.24, tabel 4.25 dan tabel 4.26.

Tabel 4.24 Perhitungan back water metoda tahapan langsung pasang 1.55 m

h m	A m ²	P m	R m	$v^2/2g$ m	E m	ΔE m	Sf	Sf rata2	So- Sf rata2	ΔX m	X m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1.65	18.934	14.949	1.267	0.0102	1.660		0.000084				0
						0.049		0.000089	0.000570	86.37	86.37
1.6	18.240	14.769	1.235	0.0110	1.611		0.000094				
						0.049		0.000100	0.000559	87.82	174.19
1.55	17.554	14.589	1.203	0.0119	1.562		0.000105				
						0.049		0.000111	0.000547	89.56	263.75
1.5	16.875	14.408	1.171	0.0129	1.513		0.000118				
						0.049		0.000125	0.000534	91.66	355.41
1.45	16.204	14.228	1.139	0.0140	1.464		0.000133				
						0.049		0.000141	0.000518	94.25	449.66
1.4	15.540	14.048	1.106	0.0152	1.415		0.000150				
						0.049		0.000160	0.000499	97.49	547.15
1.35	14.884	13.867	1.073	0.0165	1.367		0.000170				
						0.048		0.000182	0.000477	101.63	648.78
1.3	14.235	13.687	1.040	0.0181	1.318		0.000194				
						0.067		0.000214	0.000444	151.22	800.00
1.23	13.343	13.436	0.993	0.0206	1.251		0.000235				

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24 Perhitungan back water metoda tahapan langsung pasang 1.2 m

h m	A m ²	P m	R m	$v^2/2g$ m	E m	ΔE m	Sf	Sf rata2	So- Sf rata2	ΔX m	X m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1.3	14.235	13.687	1.040	0.0181	1.318		0.000194				0
						0.048		0.000208	0.000451	107.04	107.04
1.25	13.594	13.507	1.006	0.0198	1.270		0.000222				
						0.048		0.000239	0.000420	114.37	221.41
1.2	12.960	13.327	0.972	0.0218	1.222		0.000256				
						0.048		0.000276	0.000383	124.70	346.11
1.15	12.334	13.146	0.938	0.0241	1.174		0.000296				
						0.047		0.000321	0.000338	140.20	486.31
1.1	11.715	12.966	0.904	0.0267	1.127		0.000345				
						0.081		0.000401	0.000258	313.69	800.00
1.0137	10.664	12.655	0.843	0.0322	1.046		0.000457				

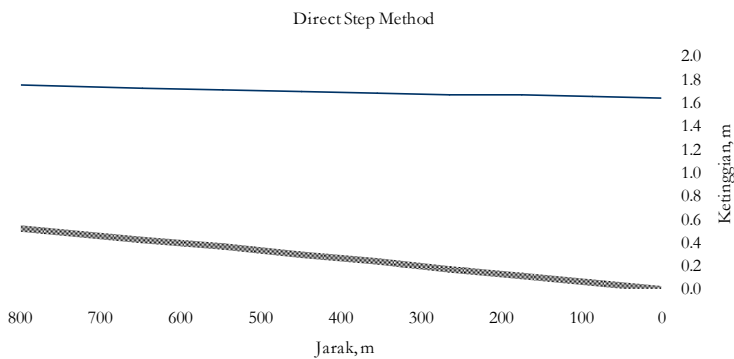
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4.24 Perhitungan back water metoda tahapan langsung pasang 0.95 m

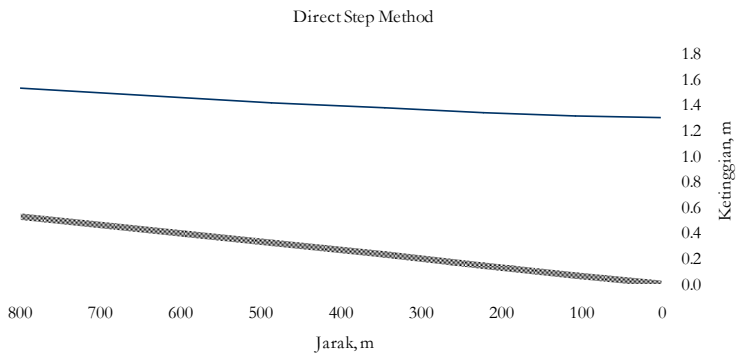
h m	A m ²	P m	R m	$v^2/2g$ m	E m	ΔE m	Sf	Sf rata2	So- Sf rata2	ΔX m	X m
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1.05	11.104	12.786	0.868	0.0297	1.080		0.000405				0
						0.046		0.000442	0.000217	214.47	214.47
1	10.500	12.606	0.833	0.0332	1.033		0.000479				
						0.046		0.000525	0.000134	342.68	557.15
0.95	9.904	12.425	0.797	0.0374	0.987		0.000571				
						0.017		0.000591	0.000068	242.85	800.00
0.9317	9.688	12.359	0.784	0.0391	0.971		0.000610				

Sumber : Hasil Perhitungan

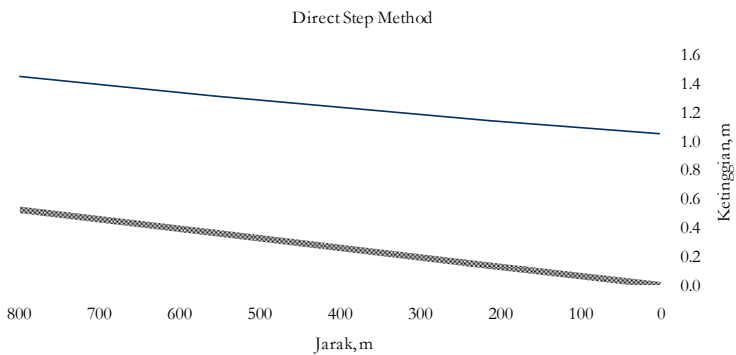
Hasil dari tabel perhitungan metoda tahapan langsung diatas bisa digambarkan profil muka airnya dengan gambar 4.10, gambar 4.11, dan gambar 4.12 dibawah ini, diambil kesimpulan dengan adanya *backwater* maka akan direncanakan kolam tampung beserta pompa sebagai fasilitas pendukung drainase Bandara Internasional Ahmad Yani Semarang.



gambar 4.10 untuk perhitungan profil muka air dengan metode tahapan langsung dengan $h = 1,55$ m



gambar 4.11 untuk perhitungan profil muka air dengan metode tahapan langsung dengan $h = 1,20$ m



gambar 4.12 untuk perhitungan profil muka air dengan metode tahapan langsung dengan $h = 0,95$ m

4.4 Analisa Kolam Tampung dan Pompa

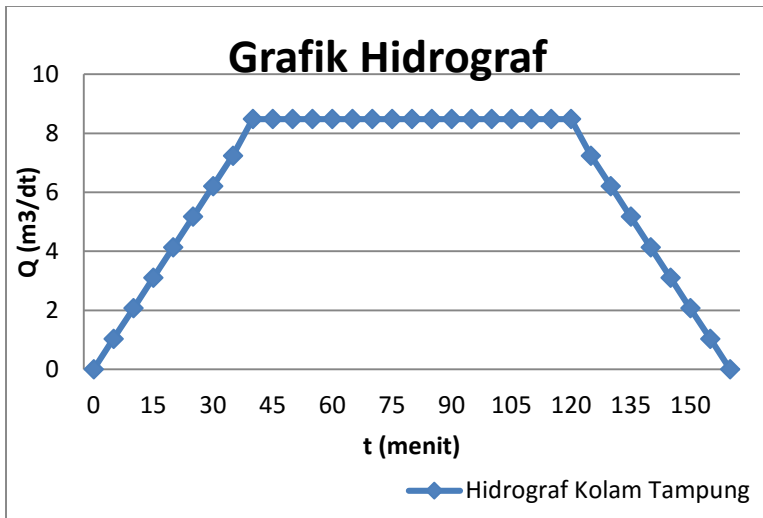
4.4.1 Analisa Kolam Tampung

Pada kawasan Bandar Udara Internasional Ahmad Yani Semarang, akan direncanakan kolam tampung dengan lahan yang tersedia, dengan luas kolam tampung sebesar 12.000m² dengan ukuran 150m x 80m, dan nantinya adabeberapa buah pompa untuk membuang air dalam kolam ketika terjadi *backwater* dan pintu saat tidak ada *backwater*. Lokasi perencanaan kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.13



Gambar 4.13Lokasi Perencanaan Kolam Tampung

Kolam tampung menerima debit limpasan dari saluran akhir yang nantinya akan ditampung sementara sesuai kapasitas kolam tampung. Hidrograf kolam tampung dapat dilihat pada gambar 4.14



gambar 4.14Hidrograf Kolam Tampung

Dalam perhitungan sistem drainase Bandara Ahmad Yani Semarang ini akan direncanakan lama hujan rencana 2 jam. Selanjutnya akan dilihat level elevasi kolam tampung yang akan terjadi. Berikut ini adalah perhitungan level elevasi kolam tampung bias dilihat pada tabel 4.25

Rencana Luas kolam tampung = 12.000 m²

Maka untuk mendapatkan kedalaman kolam tampung

$$H = \frac{\text{Volume}}{\text{LuasKolam}}$$

Tabel 4.25Perhitungan volume dan elevasi kolam tampung

t	Kolam			Tamp Akhir	Tinggi Air
	Q in	Vol in	Vol in komulatif		
(menit)	(m3/dt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
0	0	0	0	0	0.00
5	1.035	155.178	155.178	155.178	0.01
10	2.069	465.533	620.711	620.7106	0.05
15	3.104	775.888	1396.599	1396.599	0.12
20	4.138	1086.244	2482.842	2482.842	0.21
25	5.173	1396.599	3879.441	3879.441	0.32
30	6.207	1706.954	5586.395	5586.395	0.47
35	7.242	2017.309	7603.705	7603.705	0.63
41	8.483	2830.440	10434.145	10434.14	0.87
45	8.483	2035.931	12470.075	12470.08	1.04
50	8.483	2544.913	15014.989	15014.99	1.25
55	8.483	2544.913	17559.902	17559.9	1.46
60	8.483	2544.913	20104.815	20104.82	1.68
65	8.483	2544.913	22649.729	22649.73	1.89
70	8.483	2544.913	25194.642	25194.64	2.10
75	8.483	2544.913	27739.556	27739.56	2.31
80	8.483	2544.913	30284.469	30284.47	2.52
85	8.483	2544.913	32829.382	32829.38	2.74
90	8.483	2544.913	35374.296	35374.3	2.95

t	Kolam			Tamp Akhir	Tinggi Air
	Q in	Vol in	Vol in komulatif		
(menit)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)
95	8.483	2544.913	37919.209	37919.21	3.16
100	8.483	2544.913	40464.122	40464.12	3.37
105	8.483	2544.913	43009.036	43009.04	3.58
110	8.483	2544.913	45553.949	45553.95	3.80
115	8.483	2544.913	48098.862	48098.86	4.01
120	8.483	2544.913	50643.776	50643.78	4.22
125	7.242	2358.700	53002.476	53002.48	4.42
130	6.207	2017.309	55019.785	55019.79	4.58
135	5.173	1706.954	56726.739	56726.74	4.73
140	4.138	1396.599	58123.338	58123.34	4.84
145	3.104	1086.244	59209.582	59209.58	4.93
150	2.069	775.888	59985.470	59985.47	5.00
155	1.035	465.533	60451.003	60451	5.04
160	0.000	155.178	60606.180	60606.18	5.05

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa kolam tidak mampu menampung volume yang ada harus mengeluarkan volume air agar kolam mampu menampung volume secara efektif., maka perlunya penambahan pompa untuk membantu mengeluarkan volume di kolam pada saat terjadinya pasang.

Dari Tabel 4.25 dapat dilihat total volume limpasan adalah sebesar 60606,18 m³. Dengan menggunakan kolam

tampung diperlukan kedalaman kolam tampung sebesar 5,05 meter. Karena kolam tampung dinilai terlalu dalam, maka kolam tampung direncanakan kedalaman 1.3 meter dengan jagaan 0,2 m. Maka volume yang bisa ditampung adalah $12000 \text{ m}^2 \times 1,3 \text{ m} = 15.600 \text{ m}^3$. Direncanakan kolam tampung dari bahan kedap air sehingga volume tidak dipengaruhi air tanah.

Volume kolam tampung < Volume limpasan,
maka dibutuhkan pompa.

4.4.2 Analisa Pompa

Direncanakan pompa dengan kapasitas $2 \text{ m}^3 / \text{dt}$ dan didapat jumlah pompa sebanyak 3 buah pompa yang bekerja dengan waktu tertentu dan 1 buah pompa cadangan, perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.26

Tabel 4.26 Perhitungan volume dan elevasi kolam tampung dengan pompa

t	Kolam			Pompa			Tamp Akhir	Tinggi Air
	Q in	Vol in	Vol in komulatif	Qout	Vol Out	Vol Out komulatif		
(min)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)
0	0	0	0	0	0	0	0	0.00
5	1.035	155.178	155.178	0	0.00	0.00	155.178	0.01
10	2.069	465.533	620.711	2	300.00	300.00	320.7106	0.03
15	3.104	775.888	1396.599	2	600.00	900.00	496.5988	0.04

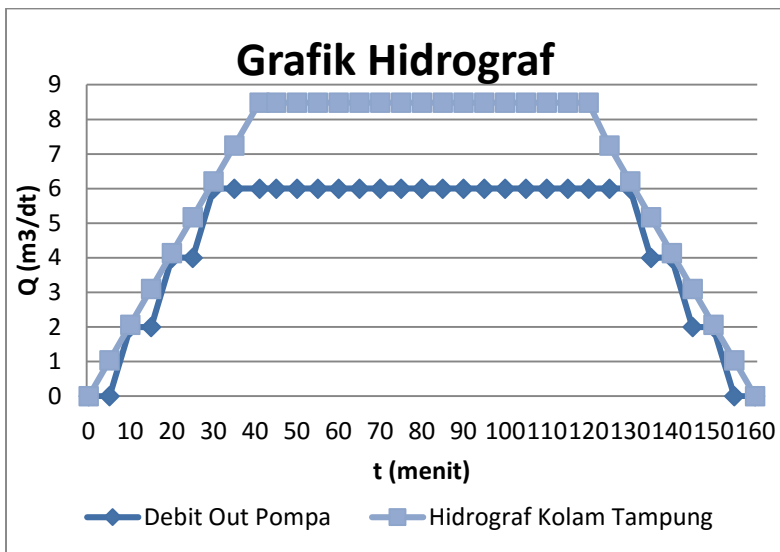
t	Kolam			Pompa			Tamp Akhir	Tinggi Air
	Q in	Vol in	Vol in komulatif	Qout	Vol Out	Vol Out komulatif		
(min)	(m3/dt)	(m3)	(m3)	(m3/dt)	(m3)	(m3)	(m3)	(m)
20	4.138	1086.244	2482.842	4	900.00	1800.00	682.8423	0.06
25	5.173	1396.599	3879.441	4	1200.00	3000.00	879.4411	0.07
30	6.207	1706.954	5586.395	6	1500.00	4500.00	1086.395	0.09
35	7.242	2017.309	7603.705	6	1800.00	6300.00	1303.705	0.11
41	8.483	2830.440	10434.145	6	2160.00	8460.00	1974.145	0.16
45	8.483	2035.931	12470.075	6	1440.00	9900.00	2570.075	0.21
50	8.483	2544.913	15014.989	6	1800.00	11700.00	3314.989	0.28
55	8.483	2544.913	17559.902	6	1800.00	13500.00	4059.902	0.34
60	8.483	2544.913	20104.815	6	1800.00	15300.00	4804.815	0.40
65	8.483	2544.913	22649.729	6	1800.00	17100.00	5549.729	0.46
70	8.483	2544.913	25194.642	6	1800.00	18900.00	6294.642	0.52
75	8.483	2544.913	27739.556	6	1800.00	20700.00	7039.556	0.59
80	8.483	2544.913	30284.469	6	1800.00	22500.00	7784.469	0.65
85	8.483	2544.913	32829.382	6	1800.00	24300.00	8529.382	0.71
90	8.483	2544.913	35374.296	6	1800.00	26100.00	9274.296	0.77
95	8.483	2544.913	37919.209	6	1800.00	27900.00	10019.21	0.83
100	8.483	2544.913	40464.122	6	1800.00	29700.00	10764.12	0.90
105	8.483	2544.913	43009.036	6	1800.00	31500.00	11509.04	0.96
110	8.483	2544.913	45553.949	6	1800.00	33300.00	12253.95	1.02
115	8.483	2544.913	48098.862	6	1800.00	35100.00	12998.86	1.08
120	8.483	2544.913	50643.776	6	1800.00	36900.00	13743.78	1.15
125	7.242	2358.700	53002.476	6	1800.00	38700.00	14302.48	1.19

t	Kolam			Pompa			Tamp Akhir	Tinggi Air
	Q in	Vol in	Vol in komulatif	Qout	Vol Out	Vol Out komulatif		
(min)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)
130	6.207	2017.309	55019.785	6	1800.00	40500.00	14519.79	1.21
135	5.173	1706.954	56726.739	4	1500.00	42000.00	14726.74	1.23
140	4.138	1396.599	58123.338	4	1200.00	43200.00	14923.34	1.24
145	3.104	1086.244	59209.582	2	900.00	44100.00	15109.58	1.26
150	2.069	775.888	59985.470	2	600.00	44700.00	15285.47	1.27
155	1.035	465.533	60451.003	0	300.00	45000.00	15451	1.29
160	0.000	155.178	60606.180	0	0.00	45000.00	15606.18	1.30

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan diatas diketahui bahwa kolam sudah mampu menampung volume yang ada dan didapat level elevasi kolam setinggi 1,30m, dan direncanakan kedalaman kolam 0,30m sehingga perlu direncanakan pintu kolam agar dapat menahan air kolam setinggi 1,00 m.

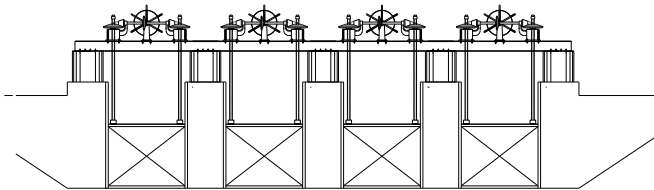
Hidrograf kolam dapat dilihat pada gambar 4.15, volume tampung adalah luasan dari hidrograf kolam dikurangi luasan hidrograf pompa, maka didapat volume kolam tampungan $15.606.18 \text{ m}^3$



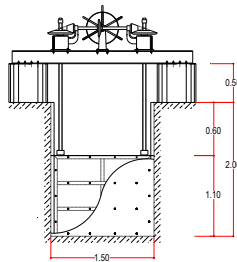
gambar 4.15 Hidrograf Kolam Tampung dan Debit Out Pompa

4.5 Analisa Pintu Kolam

Pada tugas akhir ini, Pintu air direncanakan terbuat dari baja profil yang merupakan kerangka vertikal atau horisontal sebagai penguat terhadap pelat baja. Pengoperasian pintu ini dilakukan secara manual dengan menggunakan tenaga operator yang berpengalaman. Gambar 4.16 dan 4.17 merupakan detail pintu kolam tampung.

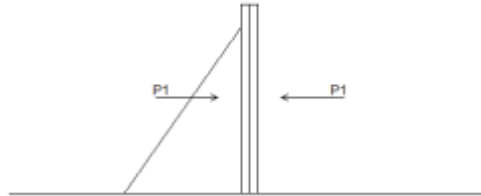


Gambar 4.16 Pintu Air Kolam Tampung



Gambar 4.17 Detail Pintu Air Kolam Tampung

4.5.1 Perhitungan Gaya Akibat Tekanan Air



Gambar 4.18 Gaya Tekan Air Pada Pintu

- $P1 = \gamma_w \cdot h_{\text{air}}$
 $= 1 \text{ t/m}^3 \cdot 1$
 $= 1 \text{ t/m}^2$
- $P2 = 0$
- Beban yang bekerja : $H_a = 1/2 \cdot (P1 + P2) \cdot h_{\text{pintu}} \cdot b_{\text{pintu}}$
 $H_a = 1/2 \cdot (1 + 0) \cdot 1.10 \text{ m} \cdot 1.50 \text{ m}$
 $H_a = 0.825 \text{ ton} \approx 0.9 \text{ ton}$
 $H_a = 900 \text{ kg}$
- Perhitungan Beban Merata : $q = \frac{H_a}{b_{\text{pintu}}}$
 $= \frac{900 \text{ kg}}{1.50 \text{ m}}$
 $= 600.00 \text{ kg/m}$
- Perhitungan $M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \cdot q \cdot b_{\text{p}}^2$
 $= \frac{1}{8} \cdot 600.00 \cdot 1.50^2$
 $= 168.75 \text{ kgm}$

4.5.2 Tebal Pelat Yang Diperlukan

Perhitungan untuk tebal pelat digunakan rumus sebagai berikut

$$\alpha = \frac{1}{2} k \left[\frac{a^2}{a^2 + b^2} \right] \left[\frac{b}{t} \right] q$$

Sumber : Linsley, RK dan Franzini

Keterangan :

α = Tegangan yang diijinkan = 1400 kg/cm^2

k = Koefisien (diambil 0.8)

a = Lebar pelat

b = Panjang pelat

t = Tebal pelat

q = beban merata

$$\text{maka ; } 1400 \text{ kg/cm}^2 = \frac{1}{2} \cdot 0.8 \left[\frac{1.50^2}{1.50^2 + 1.10^2} \right] \left[\frac{1.10}{t} \right] 600$$

$$1400 \text{ kg/cm}^2 = 156.07 \left[\frac{1.10}{t} \right]$$

$$1400 \text{ kg/cm}^2 = 156.07 \left[\frac{1.10}{t} \right]$$

$$t = 10.73 \text{ mm} \approx 11 \text{ mm}$$

Jadi : dipakai tebal pelat 11mm

4.6 Penelusuran Kolam Datar

Pada perencanaan pintu kolam, akan direncanakan pintu untuk mengeluarkan air kolam pada saat tidak ada pengaruh *backwater* pada saluran kali silandak lama.

Penelusuran kolam datar (*level pool routing*) merupakan prosedur untuk menghitung hidrograf aliran keluar dari waduk yang mempunyai permukaan air horisontal.

Debit *outflow* yang keluar dari kolam tampung melewati pintu dihitung dengan menggunakan metode *Routing*, selain itu juga dapat untuk mengetahui elevasi muka air yang ada di kolam tampung. *Outflow* yang keluar melalui pintu air difungsikan sebagai *spillway*, sehingga besarnya debit *outflow* dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g \cdot b \cdot H^{1.5}}$$

Dimana:

Q = debit (m^3/dt)

C_d = koefisien debit (diambil 0,9)

g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m}^2/\text{dt}$)

b = lebar *spillway*/ lebar pintu air (m)

H = tinggi air di atas *spillway* (m)

Berikut perhitungan dengan metode *routing* dapat dilihat pada Tabel 4.27 dan 4.28

Data perencanaan *outflow* kolam tampung:

Luas kolam tampung = 12000 m^2

Kedalaman kolam tampung = 1,3 m

Elevasi dasar pintu air = +0,50 (0,30 m dari dasar kolam)

Lebar pintu air = 1,50 m

Δt (pias waktu) = 5 menit

Tabel 4.27 Perhitungan Nilai $(S/\Delta t) + (Q/2)$ dan $(S/\Delta t) - (Q/2)$

Elevasi	Storage	Outflow	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	$(S/\Delta t) - (Q/2)$
(m)	(m ³)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)
0.00	0	0	0.000	0.000
0.05	600	0	1.625	1.625
0.10	1200	0	3.250	3.250
0.15	1800	0	4.875	4.875
0.20	2400	0	6.500	6.500
0.25	3000	0	8.125	8.125
0.30	3600	0.00000	9.750	9.750
0.35	4200	0.09464	11.422	11.328
0.40	4800	0.26769	13.134	12.866
0.45	5400	0.49178	14.871	14.379

Elevasi	Storage	Outflow	$(S/\Delta t) + (O/2)$	$(S/\Delta t) - (O/2)$
(m)	(m ³)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)
0.50	6000	0.75715	16.629	15.871
0.55	6600	1.05815	18.404	17.346
0.60	7200	1.39098	20.195	18.805
0.65	7800	1.75283	22.001	20.249
0.70	8400	2.14155	23.821	21.679
0.75	9000	2.55539	25.653	23.097
0.80	9600	2.99291	27.496	24.504
0.85	10200	3.45288	29.351	25.899
0.90	10800	3.93428	31.217	27.283
0.95	11400	4.43617	33.093	28.657
1.00	12000	4.95775	34.979	30.021
1.05	12600	5.49832	36.874	31.376
1.10	13200	6.05721	38.779	32.721
1.15	13800	6.63386	40.692	34.058
1.20	14400	7.22773	42.614	35.386
1.25	15000	7.83833	44.544	36.706
1.30	15600	8.46521	46.483	38.017

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan Tabel 4.27:

Kolom 1 = ketinggian air dari dasar kolam tampung (m)

Kolom 2 = volume kolam tampung (m³)

Kolom 3 = debit *outflow* saat melalui pintu air yang dibuka,

$$\text{dengan rumus spillway: } Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot b \cdot H^{1,5}$$

Kolom 4 = $(S/\Delta t)$ dengan S merupakan volume kolam tampung (m³), Δt adalah besarnya pias waktu (dt) dan $(Q/2)$ dengan Q adalah debit *outflow* (kolom 3)

Kolom 5 = $(S/\Delta t)$ dengan S merupakan volume kolam tampung (m^3), Δt adalah besarnya pias waktu (dt) dan $(Q/2)$ dengan Q adalah debit *outflow* (kolom 3)

Tabel 4.28 Perhitungan Debit *Outflow* dengan Pintu Air

Waktu	Inflow	$(I1+I2)/2$	S1	$(S/\Delta t) - (Q/2)$	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	S2	Elevasi	Outflow
(menit)	(m^3/dt)	(m^3/dt)	(m^3)	(m^3)	(m^3)	(m^3)	(m)	(m^3/dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0	0.000						0.000	0.00000
5	1.035	0.517	0.000	0.00000	0.51726	155.178	0.01	0.00000
10	2.069	1.552	155.178	0.42027	1.97205	620.711	0.05	0.00000
15	3.104	2.586	620.711	1.68109	4.26739	1396.599	0.12	0.00000
20	4.138	3.621	1396.599	3.78246	7.40327	2482.842	0.21	0.00000
25	5.173	4.655	2482.842	6.72436	11.37969	3879.441	0.32	0.03008
30	6.207	5.690	3879.441	10.48478	16.17463	5577.371	0.46	0.56624
35	7.242	6.724	5577.371	14.82026	21.54463	7424.809	0.62	1.52328
41	8.483	7.862	7424.809	20.10886	27.97119	9706.867	0.81	3.07322
45	8.483	8.483	9706.867	26.28943	34.77248	11005.225	0.92	4.10368
50	8.483	8.483	11005.225	29.80582	38.28886	12319.034	1.03	5.24286
55	8.483	8.483	12319.034	33.36405	41.84710	13291.088	1.11	6.14363
60	8.483	8.483	13291.088	35.99670	44.47974	13992.913	1.17	6.82295
65	8.483	8.483	13992.913	37.89747	46.38052	14490.942	1.21	7.31921
70	8.483	8.483	14490.942	39.24630	47.72935	14840.092	1.24	7.67398
75	8.483	8.483	14840.092	40.19192	48.67496	15082.810	1.26	7.92389
80	8.483	8.483	15082.810	40.84928	49.33232	15250.557	1.27	8.09816
85	8.483	8.483	15250.557	41.30359	49.78664	15366.024	1.28	8.21884
90	8.483	8.483	15366.024	41.61631	50.09936	15445.284	1.29	8.30203

Waktu	Inflow	$(I1+I2)/2$	S1	$(S/\Delta t) - (Q/2)$	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	S2	Elevasi	Outflow
(menit)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m ³ /dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
95	8.483	8.483	15445.284	41.83098	50.31402	15499.588	1.29	8.35919
100	8.483	8.483	15499.588	41.97805	50.46110	15536.746	1.29	8.39837
105	8.483	8.483	15536.746	42.07869	50.56173	15562.148	1.30	8.42519
110	8.483	8.483	15562.148	42.14748	50.63053	15579.504	1.30	8.44354
115	8.483	8.483	15579.504	42.19449	50.67753	15591.356	1.30	8.45607
120	8.483	8.483	15591.356	42.22659	50.70963	15599.449	1.30	8.46463
125	7.242	7.862	15599.449	42.24851	50.11084	15418.760	1.28	8.27416
130	6.207	6.724	15418.760	41.75914	48.48351	14953.821	1.25	7.79075
135	5.173	5.690	14953.821	40.49993	46.18978	14323.551	1.19	7.15112
140	4.138	4.655	14323.551	38.79295	43.44828	13574.814	1.13	6.41539
145	3.104	3.621	13574.814	36.76512	40.38593	12736.439	1.06	5.62382
150	2.069	2.586	12736.439	34.49452	37.08082	11825.181	0.99	4.80379
155	1.035	1.552	11825.181	32.02653	33.57831	10849.576	0.90	3.97498
160	0.000	0.517	10849.576	29.38427	29.90153	9812.259	0.82	3.15312
165	0.000	0.000	9812.259	26.57487	26.57487	8866.324	0.74	2.46109
170	0.000	0.000	8866.324	24.01296	24.01296	8127.997	0.68	1.96212
175	0.000	0.000	8127.997	22.01332	22.01332	7539.361	0.63	1.59223
180	0.000	0.000	7539.361	20.41910	20.41910	7061.693	0.59	1.31159
185	0.000	0.000	7061.693	19.12542	19.12542	6668.215	0.56	1.09445
190	0.000	0.000	6668.215	18.05975	18.05975	6339.881	0.53	0.92356
195	0.000	0.000	6339.881	17.17051	17.17051	6062.814	0.51	0.78707
200	0.000	0.000	6062.814	16.42012	16.42012	5826.693	0.49	0.67664
205	0.000	0.000	5826.693	15.78063	15.78063	5623.702	0.47	0.58625
210	0.000	0.000	5623.702	15.23086	15.23086	5447.825	0.45	0.51151
215	0.000	0.000	5447.825	14.75453	14.75453	5294.371	0.44	0.44914

Waktu	Inflow	$(I1+I2)/2$	S1	$(S/\Delta t) - (Q/2)$	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	S2	Elevasi	Outflow
(menit)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m ³ /dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
220	0.000	0.000	5294.371	14.33892	14.33892	5159.630	0.43	0.39664
225	0.000	0.000	5159.630	13.97400	13.97400	5040.637	0.42	0.35213
230	0.000	0.000	5040.637	13.65173	13.65173	4935.000	0.41	0.31411
235	0.000	0.000	4935.000	13.36562	13.36562	4840.765	0.40	0.28145
240	0.000	0.000	4840.765	13.11041	13.11041	4756.330	0.40	0.25321
245	0.000	0.000	4756.330	12.88173	12.88173	4680.366	0.39	0.22868
250	0.000	0.000	4680.366	12.67599	12.67599	4611.763	0.38	0.20725
255	0.000	0.000	4611.763	12.49019	12.49019	4549.589	0.38	0.18844
260	0.000	0.000	4549.589	12.32180	12.32180	4493.058	0.37	0.17186
265	0.000	0.000	4493.058	12.16870	12.16870	4441.499	0.37	0.15720
270	0.000	0.000	4441.499	12.02906	12.02906	4394.339	0.37	0.14417
275	0.000	0.000	4394.339	11.90134	11.90134	4351.088	0.36	0.13256
280	0.000	0.000	4351.088	11.78420	11.78420	4311.321	0.36	0.12217
285	0.000	0.000	4311.321	11.67649	11.67649	4274.670	0.36	0.11285
290	0.000	0.000	4274.670	11.57723	11.57723	4240.815	0.35	0.10446
295	0.000	0.000	4240.815	11.48554	11.48554	4209.476	0.35	0.09689
300	0.000	0.000	4209.476	11.40066	11.40066	4180.407	0.35	0.09005
305	0.000	0.000	4180.407	11.32194	11.32194	4153.394	0.35	0.08383
310	0.000	0.000	4153.394	11.24877	11.24877	4128.244	0.34	0.07818
315	0.000	0.000	4128.244	11.18066	11.18066	4104.788	0.34	0.07303
320	0.000	0.000	4104.788	11.11714	11.11714	4082.878	0.34	0.06833
325	0.000	0.000	4082.878	11.05779	11.05779	4062.378	0.34	0.06403
330	0.000	0.000	4062.378	11.00227	11.00227	4043.170	0.34	0.06008
335	0.000	0.000	4043.170	10.95025	10.95025	4025.147	0.34	0.05645

Waktu	Inflow	$(I1+I2)/2$	S1	$(S/\Delta t) - (Q/2)$	$(S/\Delta t) + (Q/2)$	S2	Elevasi	Outflow
(menit)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m ³)	(m)	(m ³ /dt)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
340	0.000	0.000	4025.147	10.90144	10.90144	4008.211	0.33	0.05311
345	0.000	0.000	4008.211	10.85557	10.85557	3992.278	0.33	0.05003
350	0.000	0.000	3992.278	10.81242	10.81242	3977.268	0.33	0.04719
355	0.000	0.000	3977.268	10.77177	10.77177	3963.111	0.33	0.04456
360	0.000	0.000	3963.111	10.73343	10.73343	3949.744	0.33	0.04212
365	0.000	0.000	3949.744	10.69722	10.69722	3937.108	0.33	0.03986
370	0.000	0.000	3937.108	10.66300	10.66300	3925.150	0.33	0.03776
375	0.000	0.000	3925.150	10.63061	10.63061	3913.823	0.33	0.03580
380	0.000	0.000	3913.823	10.59994	10.59994	3903.083	0.33	0.03398
385	0.000	0.000	3903.083	10.57085	10.57085	3892.889	0.32	0.03228
390	0.000	0.000	3892.889	10.54324	10.54324	3883.206	0.32	0.03069
395	0.000	0.000	3883.206	10.51701	10.51701	3873.998	0.32	0.02921
400	0.000	0.000	3873.998	10.49208	10.49208	3865.236	0.32	0.02782
405	0.000	0.000	3865.236	10.46835	10.46835	3856.891	0.32	0.02651
410	0.000	0.000	3856.891	10.44575	10.44575	3848.936	0.32	0.02529
415	0.000	0.000	3848.936	10.42420	10.42420	3841.348	0.32	0.02415
420	0.000	0.000	3841.348	10.40365	10.40365	3834.105	0.32	0.02307
425	0.000	0.000	3834.105	10.38403	10.38403	3827.185	0.32	0.02205
430	0.000	0.000	3827.185	10.36529	10.36529	3820.569	0.32	0.02110
435	0.000	0.000	3820.569	10.34738	10.34738	3814.241	0.32	0.02019
440	0.000	0.000	3814.241	10.33024	10.33024	3808.183	0.32	0.01934
445	0.000	0.000	3808.183	10.31383	10.31383	3802.380	0.32	0.01854
450	0.000	0.000	3802.380	10.29811	10.29811	3796.818	0.32	0.01778

Sumber : Hasil Perhitungan

Keterangan Tabel 4.28:

- Kolom 1 = waktu limpasan (jam)
- Kolom 2 = debit *inflow* kolam tampung di dapatkan dari Tabel 4.25 dengan memakai debit *inflow* superposisi (m^3/dt)
- Kolom 3 = $(I_1 + I_2)/2$ dengan I_1 merupakan debit *inflow* pertama dan I_2 adalah debit *inflow* kedua (m^3/dt)
- Kolom 4 = nilai S_1 tampungan awal di hitung dengan cara menginterpolasi nilai *storage* pada Tabel 4.35 untuk elevasi yang sesuai
- Kolom 5 = nilai $(S/\Delta t) - (Q/2)$ dihitung dengan menginterpolasi $(S/\Delta t) - (Q/2)$ pada Tabel 4.35 untuk elevasi yang sesuai
- Kolom 6 = nilai $(S/\Delta t) + (Q/2)$ didapatkan dengan mengurangi kolom 5 + kolom 3
- Kolom 7 = nilai S_2 dihitung dengan menggunakan rumus:

$$S_2 = S_1 + \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - Q \right) \cdot \Delta t$$
 dengan Q merupakan *outflow* dari perhitungan sebelumnya
- Kolom 8 = nilai elevasi di hitung dengan cara menginterpolasi nilai elevasi pada Tabel 4.35 untuk *storage* tampungan akhir yang sesuai (S_2)
- Kolom 9 = debit *outflow* dimulai saat air melalui pintu air pada ketinggian 1,10 m dari dasar kolam tampung, dengan rumus spillway: $Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \cdot \sqrt{\frac{2}{3}} \cdot g \cdot b \cdot H^{1,5}$

Hasil dari perhitungan tabel diatas dapat dilihat pada gambar 4.18 dengan debit masuk dan debit keluarnya pada kolam tampung.



Gambar 4.18 Debit masuk dan keluar Kolam Tampung

4.7 Operasional Pintu Kolam

Pada perencanaan pintu kolam, akan direncanakan pintu untuk mengeluarkan air kolam pada saat tidak ada pengaruh *backwater* pada saluran kali silandak lama..Dari perhitungan *backwater* sebelumnya didapat pasang 0,95m merupakan batas dimana akan dibukanya pintu saluran karena tidak adanya pengaruh *backwater*.

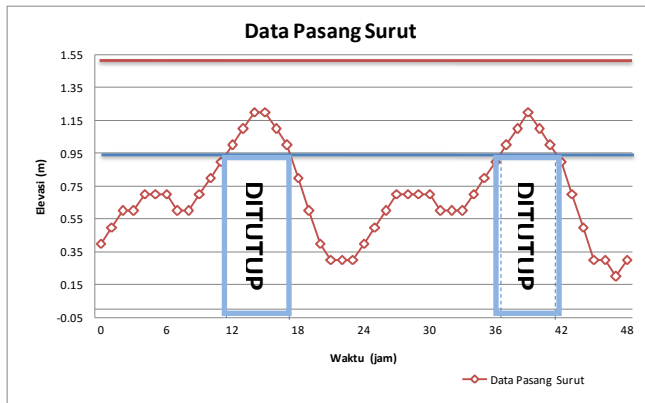
Pada tabel 4.29 kita dapat melihat data pasang surut pada saat tahun 2014 dimana di pakai 2 hari untuk memodelkan pengoperasian pintu kolam tampung, karena pintu ditutup dengan mengoperasikan pompa kolam.

Tabel 4.29 Data Pasang surut maksimal 2014

Jam ke-	Hari	
	Hari ke 1	Hari Ke 2
0	0.4	0.4
1	0.5	0.5
2	0.6	0.6
3	0.6	0.7
4	0.7	0.7
5	0.7	0.7
6	0.7	0.7
7	0.6	0.6
8	0.6	0.6
9	0.7	0.6
10	0.8	0.7
11	0.9	0.8
12	1	0.9
13	1.1	1
14	1.2	1.1
15	1.2	1.2
16	1.1	1.1
17	1	1
18	0.8	0.9
19	0.6	0.7
20	0.4	0.5
21	0.3	0.3
22	0.3	0.3
23	0.3	0.2
24	0.4	0.3

Sumber :Data Pasang Surut BMKG Semarang

Permodelan pada data pasang diatas diaplikasikan pada waktu pengoperasionalan pintu, didapat dilihat seperti gambar 4.19



Gambar 4.20 Waktu Pasang dan Pengoperasian Pintu

Dari gambar diatas diambil kesimpulan bahwa saat pintu ditutup ialah pada waktu pasang melebihi elevasi 0,95 m dan akan dibuka pada saat kurang dari 0,95 m. Pada permodelan diatas diperoleh waktu 11.30 sampai 17.30 atau selama 6 jam pada hari pertama dan waktu 12.30 sampai 17.30 atau selama 6 jam.

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Beberapa kesimpulan yang dapat di ambil dari pengerjaan tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Dari perhitungan debit banjir rencana pada sistem drainase Bandar Udara Ahmad Yani Semarang pada saluran akhir didapat debit $8.48 \text{ m}^3 / \text{dt}$.
2. Pada perhitungan dimensi saluran diperoleh dimensi dengan penampang trapezium pada saluran dan segi empat pada *box culvert*, diantaranya saluran A1 dengan $b = 1 \text{ m}$ $H = 1,1$ dengan $m : 1$
3. Terdapat pengaruh *backwater* dimana pasang air laut dengan tinggi 1.55 m setelah dicek dengan perhitungan metode langsung.
4. Dalam perhitungan kolam diperoleh luasan kolam $150 \text{ m} \times 80 \text{ m}$ dan perhitungan pintu diperoleh dimensi lebar $1,5 \text{ m}$ dan tinggi 1 m . sebanyak 4 buah.
5. Pada perhitungan pompa direncanakan pompa sebanyak 3 buah dan 1 pompa cadangan dengan kapasitas $2 \text{ m}^3 / \text{detik}$. Pompa dioperasikan pada menit ke 10 dan dioperasikan secara maksimal pada menit ke 30.

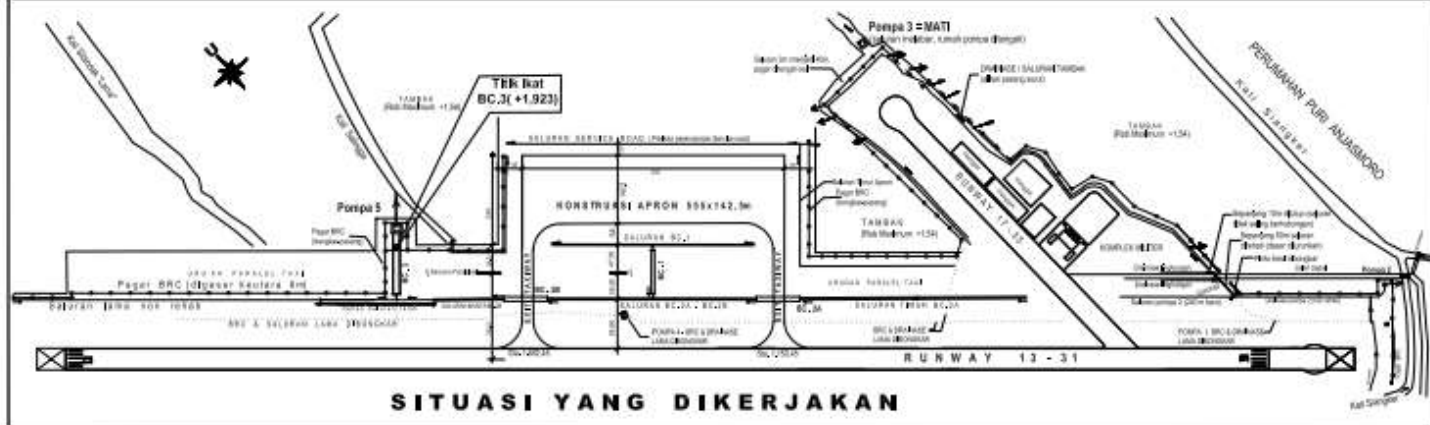
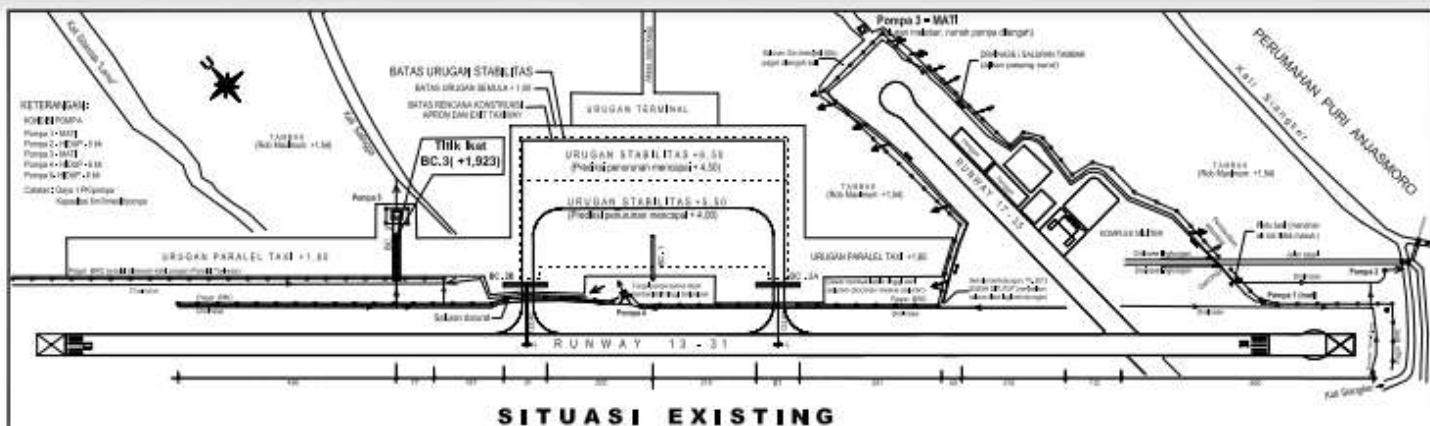
5.2 Saran

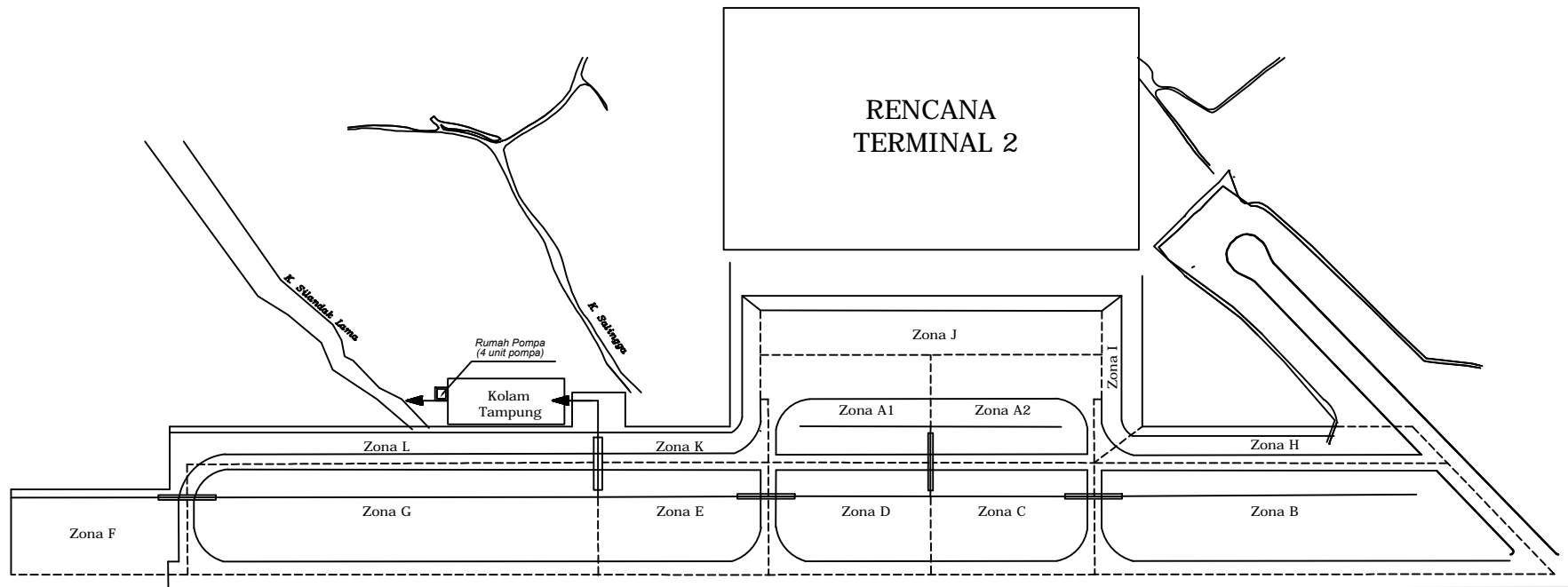
Dari pengerjaan tugas akhir ini dapat memberikan saran tentang perencanaan sistem drainase bandara sebagai berikut :

1. Perlunya ada perawatan berkala untuk kolam tampung dan pompa air, agar sistem drainase dapat berjalan secara optimal.
2. Adanya peninjauan secara teknis terkait operator pintu dan kolam agar sistem drainase berjalan secara optimal

DAFTAR PUSTAKA

1. Anggrahini. 1996. **Hidrolika Saluran Terbuka**. CV Citra Media, Surabaya.
2. Sofia, fifi. 2006. **Modul Drainase**. Surabaya
3. Soewarno. (1995). **Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Hidrologi**. Bandung: Nova
3. Suripin, (2003). **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**, Yogyakarta: Andi.
4. Triatmodjo, B. (2010).**Hidrologi Terapan**, Yogyakarta: Beta Offset.

[illegible]




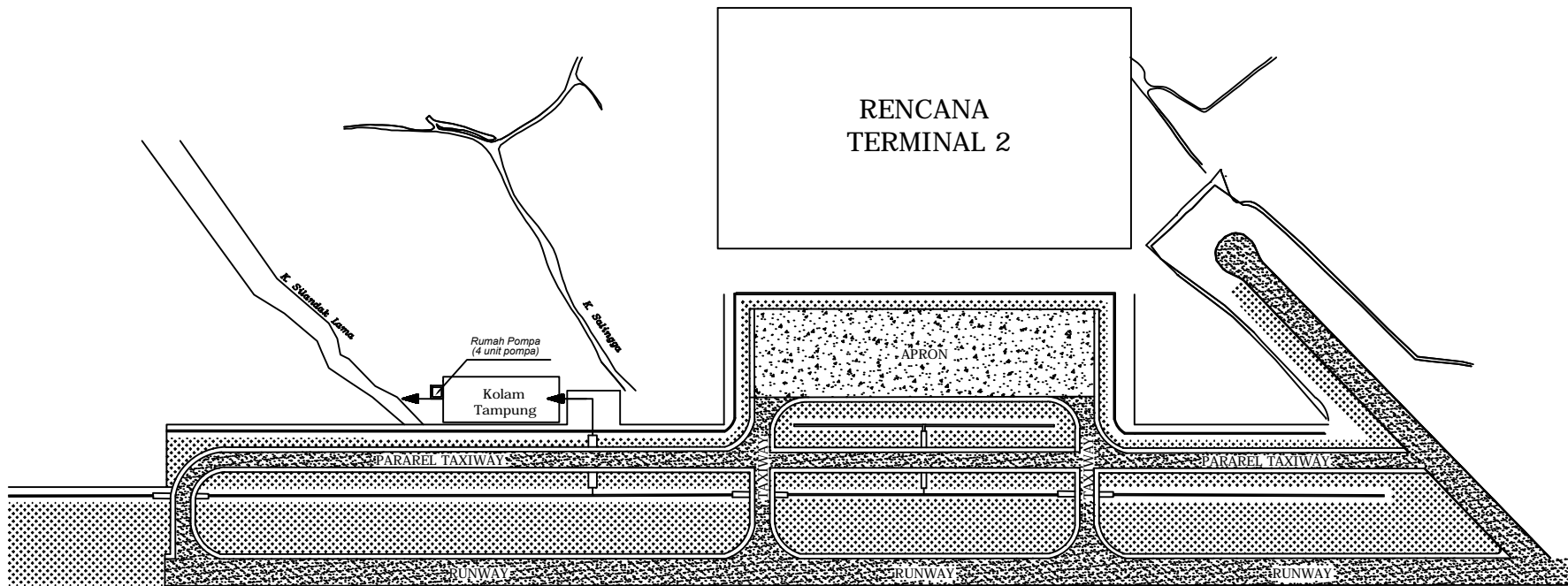
Catchment Area per Saluran

SKALA = 1 : 10.000

Keterangan:

---- Batas Catchment Area

 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	GAMBAR LAYOUT CATCHMENT AREA PER SALURAN	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	JUMLAH GAMBAR




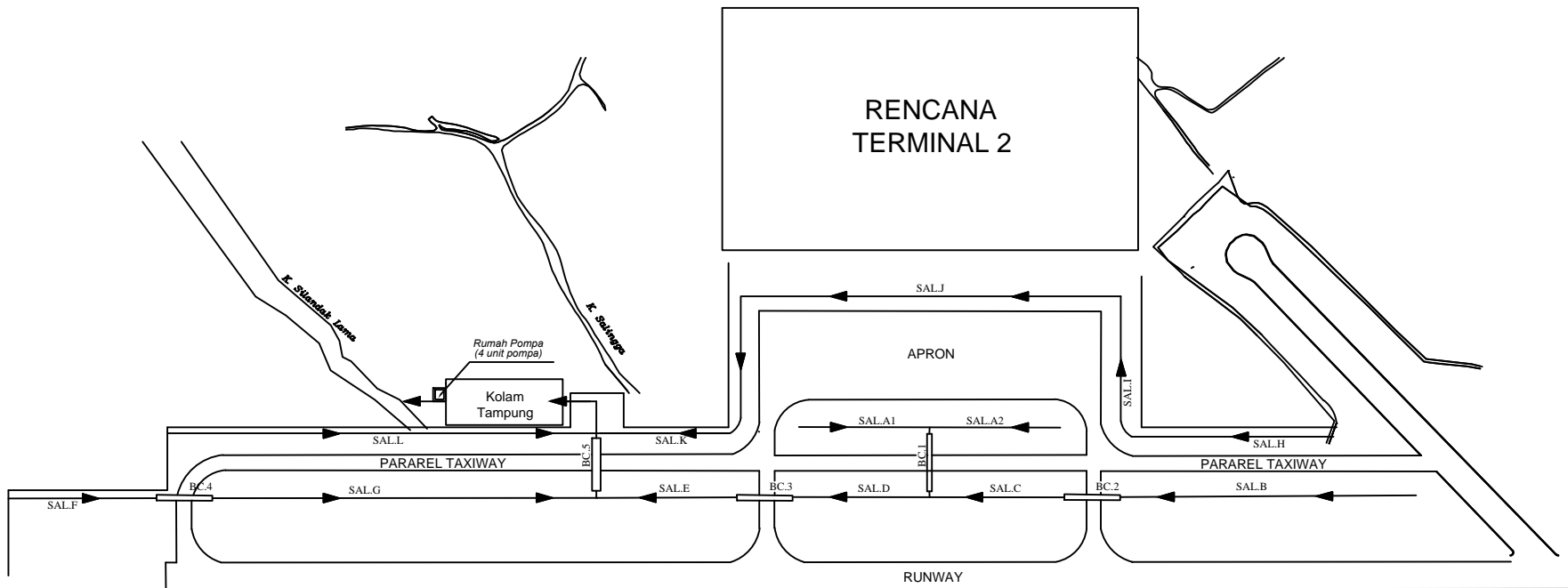
TATA GUNA LAHAN

SKALA = 1 : 10.000

Keterangan:

-  BETON
-  ASPAL
-  RUMPUT

 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	GAMBAR LAYOUT TATA GUNA LAHAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	JUMLAH GAMBAR



JARINGAN DRAINASE

SKALA = 1 : 10.000

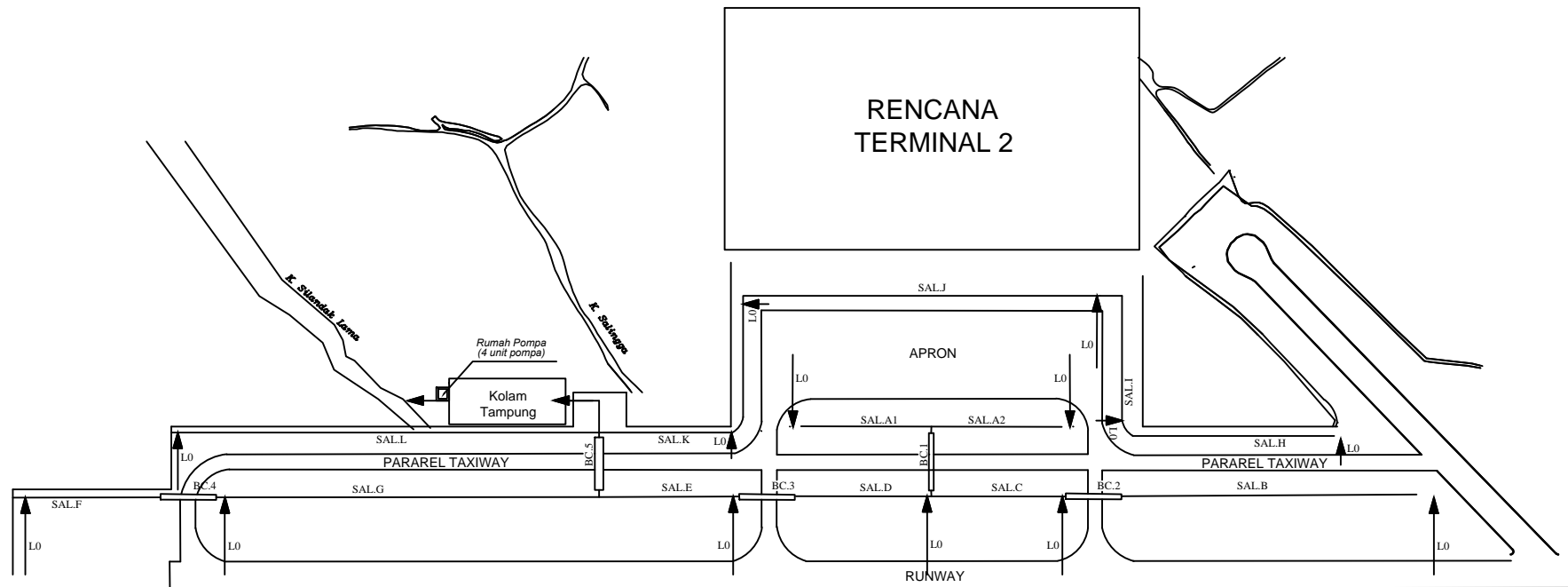
Keterangan:

← Arah Aliran



Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
GAMBAR LAYOUT JARINGAN DRAINASE BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
				JUMLAH GAMBAR



SKEMA JARINGAN

SKALA = 1 : 10.000

Keterangan:

← L0 Jarak terjauh lahan



Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

GAMBAR LAYOUT
SKEMA JARINGAN
BANDAR UDARA
INTERNASIONAL
AHMAD YANI

NAMA & NRP MAHASISWA

HANGGORO ISKANDAR PW
3114.106.030

NAMA DOSEN PEMBIMBING

Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA

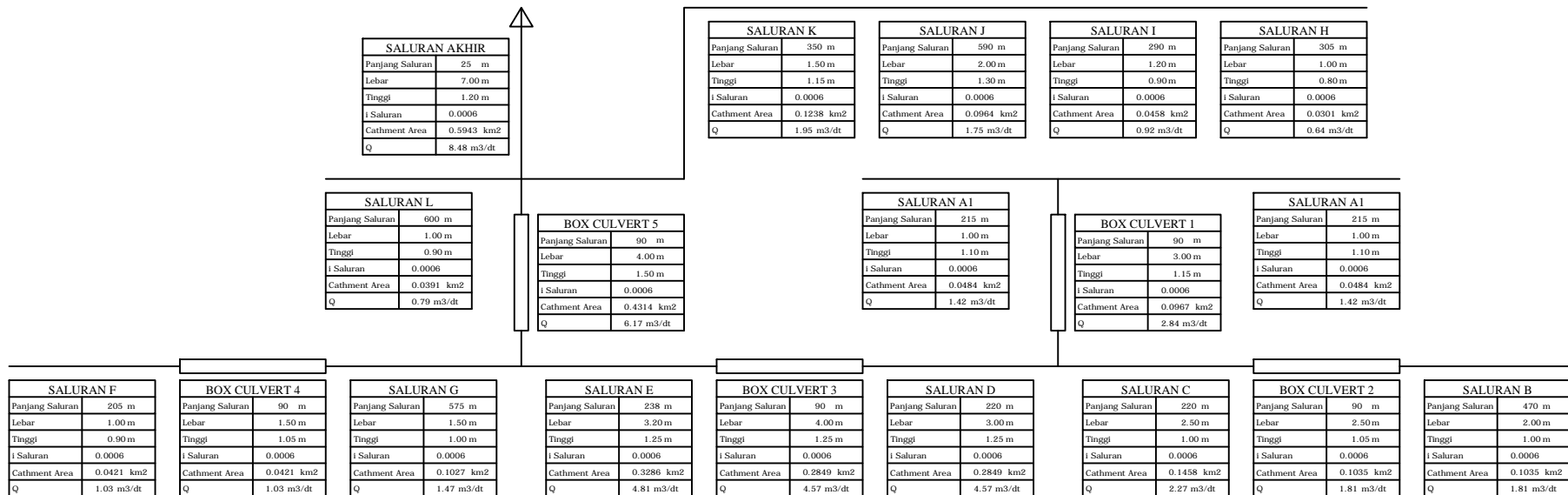
JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
PADA PENGEMBANGAN
BANDAR UDARA INTERNASIONAL
AHMAD YANI SEMARANG

NO. GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

KOLAM TAMPUNG



SKEMA JARINGAN



Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

SKEMA JARINGAN
DRAINASE BANDAR
UDARA
INTERNASIONAL
AHMAD YANI

NAMA & NRP MAHASISWA

HANGGORO ISKANDAR PW
3114.106.030

NAMA DOSEN PEMBIMBING

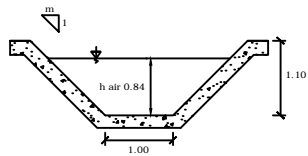
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA

JUDUL TUGAS AKHIR

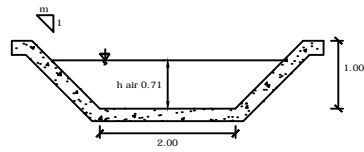
PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
PADA PENGEMBANGAN
BANDAR UDARA INTERNASIONAL
AHMAD YANI SEMARANG

NO. GAMBAR

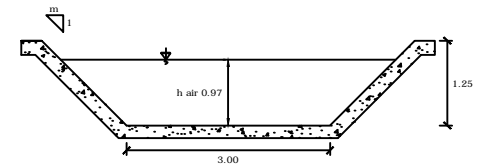
JUMLAH GAMBAR



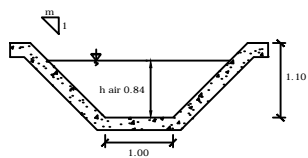
SALURAN A1



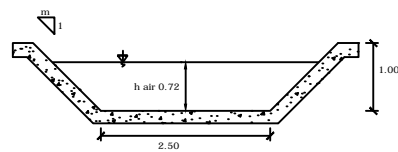
SALURAN B



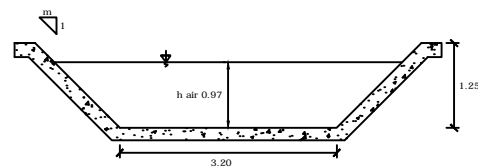
SALURAN D



SALURAN A2



SALURAN C



SALURAN E



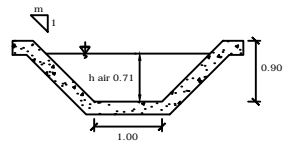
CROSS SECTION

SKALA = 1 : 100

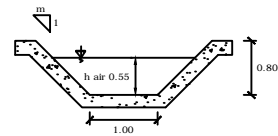


Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

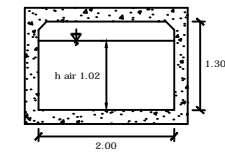
NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
CROSS SECTION SALURAN DRAINASE BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
				JUMLAH GAMBAR



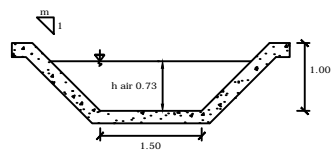
SALURAN F



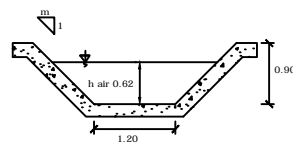
SALURAN H



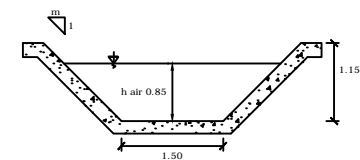
SALURAN J



SALURAN G



SALURAN I



SALURAN K



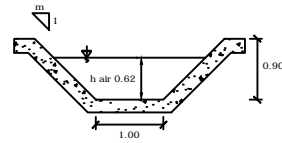
CROSS SECTION

SKALA = 1 : 100

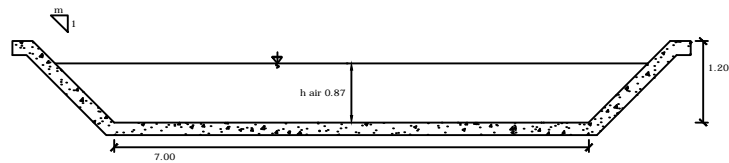


Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
CROSS SECTION SALURAN DRAINASE BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
				JUMLAH GAMBAR



SALURAN L



SALURAN AKHIR



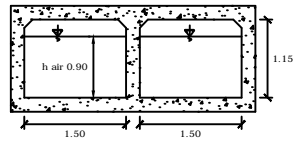
CROSS SECTION

SKALA = 1 : 100

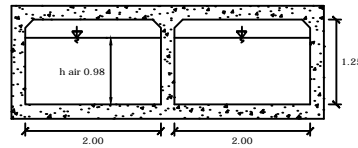


Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

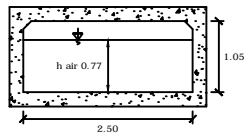
NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
CROSS SECTION SALURAN DRAINASE BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
				JUMLAH GAMBAR



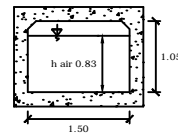
Box Culvert 1



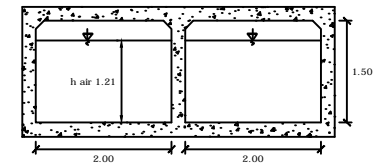
Box Culvert 3



Box Culvert 2



SALURAN C



Box Culvert 5



CROSS SECTION

SKALA = 1 : 100



Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
CROSS SECTION BOX CULVERT DRAINASE BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
				JUMLAH GAMBAR



LAYOUT KOLAM TAMPUNG

SKALA = 1 : 1.000



Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

NAMA GAMBAR

GAMBAR LAYOUT
KOLAM TAMPUNG
BANDAR UDARA
INTERNASIONAL
AHMAD YANI

NAMA & NRP MAHASISWA

HANGGORO ISKANDAR PW
3114.106.030

NAMA DOSEN PEMBIMBING

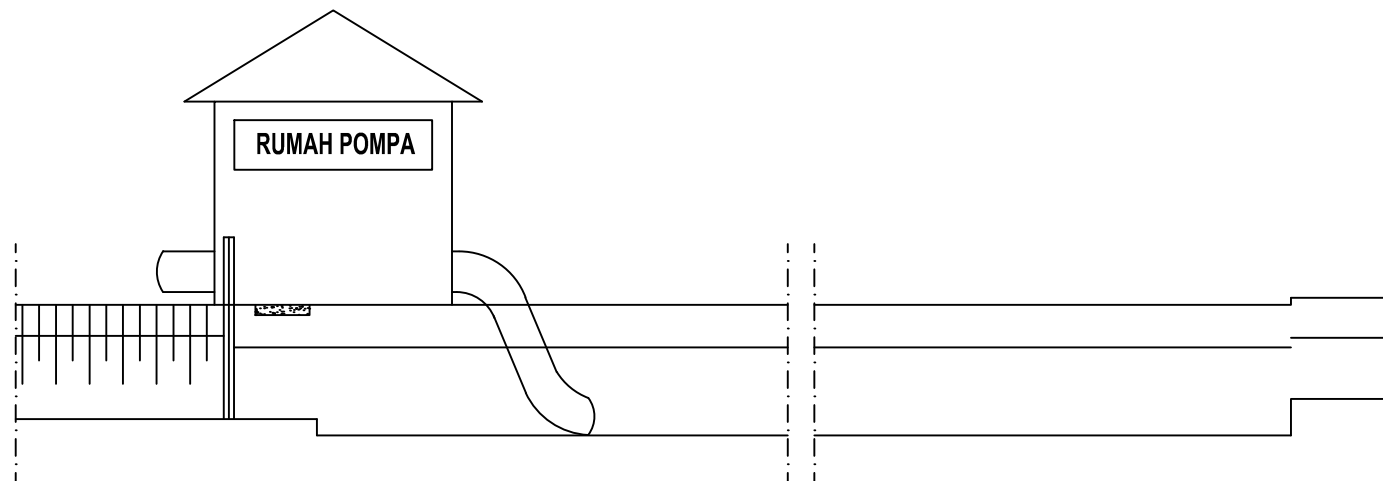
Ir. Bambang Sarwono, M.Sc.
Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA

JUDUL TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
PADA PENGEMBANGAN
BANDAR UDARA INTERNASIONAL
AHMAD YANI SEMARANG


NO. GAMBAR

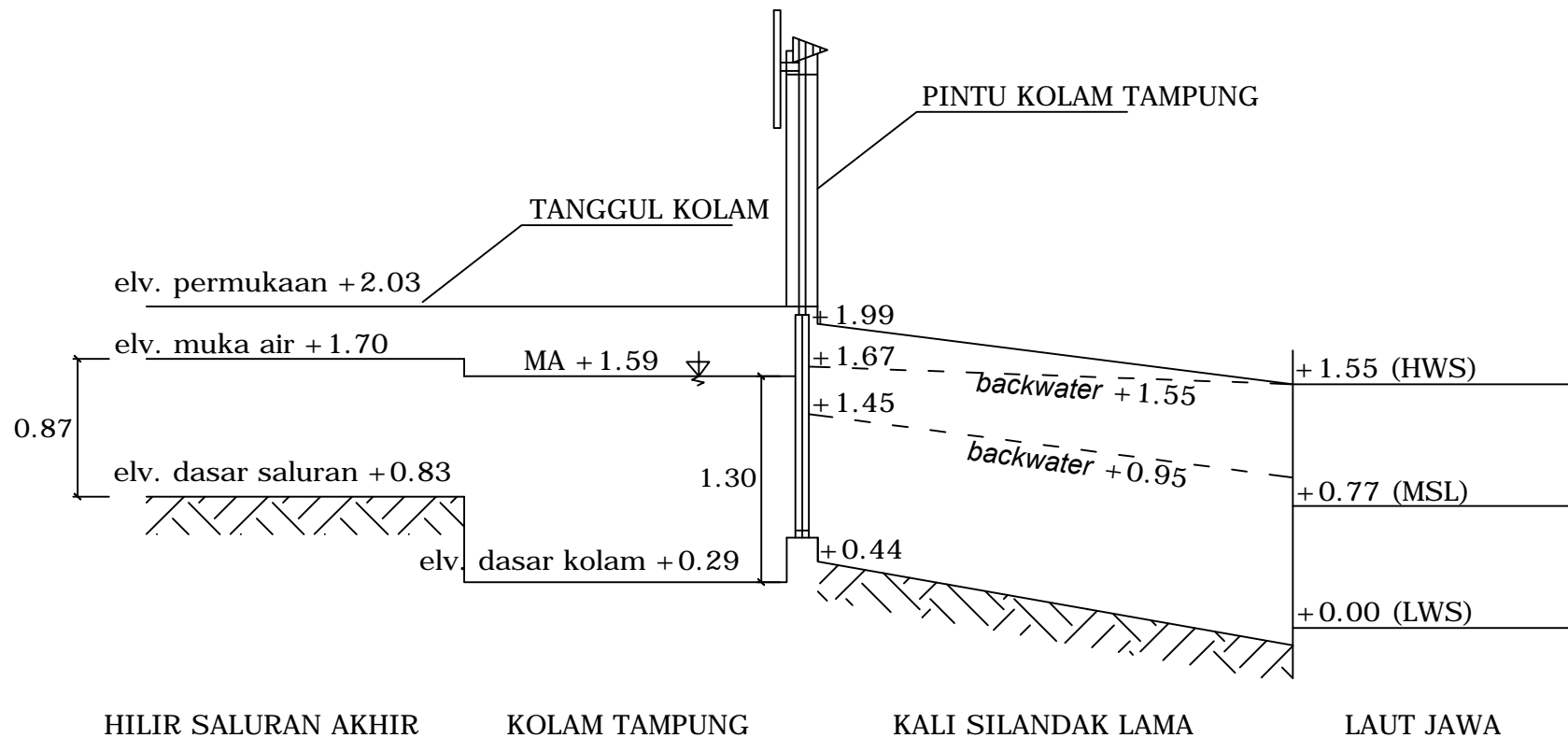
JUMLAH GAMBAR




 **POTONGAN MEMANJANG**
SKALA = 1 : 100

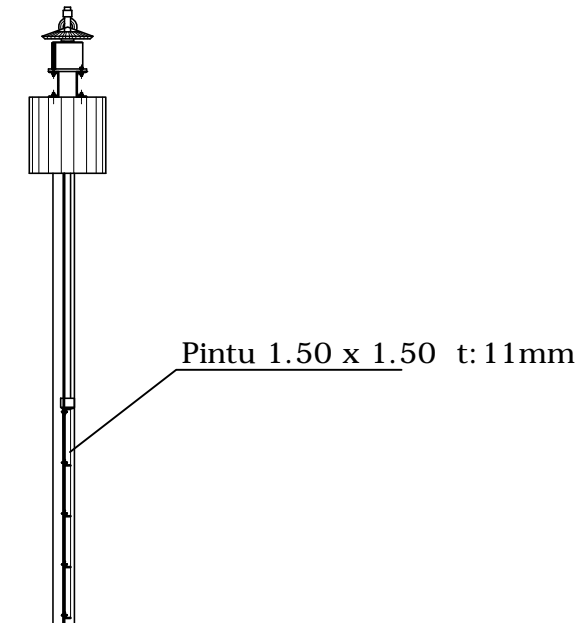
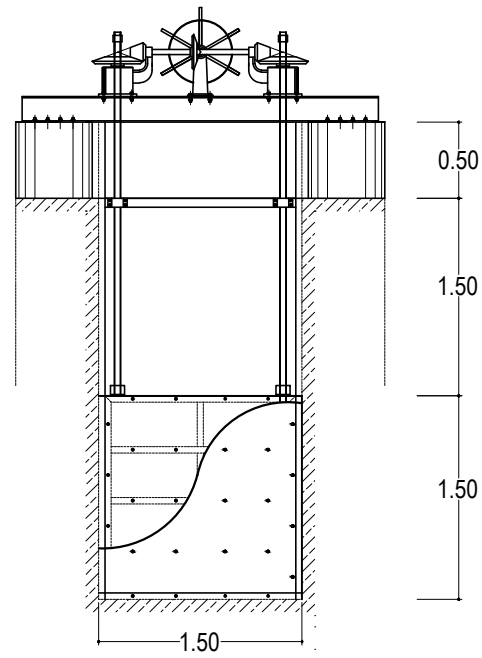
Keterangan:
 BETON
 ASPAL
 RUMPUT

 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	GAMBAR LAYOUT TATA GUNA LAHAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	JUMLAH GAMBAR




GAMBAR BACKWATER
SKALA = N.T.S.

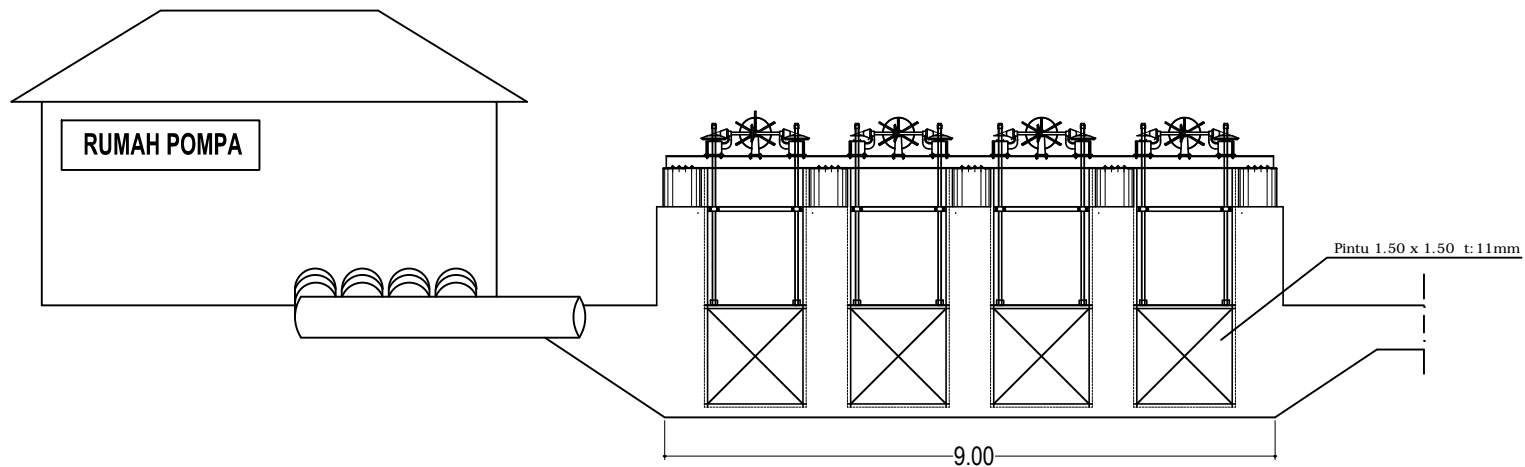
 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	GAMBAR BACKWATER SALURAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	HANGGORO ISKANDAR PW 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	JUMLAH GAMBAR




DETAIL PINTU

SKALA = 1 : 50

 <p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p>	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	DETAIL PINTU KOLAM TAMPUNG BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
					JUMLAH GAMBAR




POTONGAN MELINTANG
 SKALA = 1 : 100

 Institut Teknologi Sepuluh Nopember	NAMA GAMBAR	NAMA & NRP MAHASISWA	NAMA DOSEN PEMBIMBING	JUDUL TUGAS AKHIR	NO. GAMBAR
	GAMBAR POTONGAN MELINTANG KOLAM TAMPUNG BANDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI	<u>HANGGORO ISKANDAR PW</u> 3114.106.030	Ir. Bambang Sarwono, M.Sc. Dr. Ir. Edijatno, CES, DEA	PERENCANAAN SISTEM DRAINASE PADA PENGEMBANGAN BANDAR UDARA INTERNASIONAL AHMAD YANI SEMARANG	
					JUMLAH GAMBAR

BIODATA PENULIS



Hanggoro Iskandar Putra Wijaya, dilahirkan di Pati, 01 Mei 1993, merupakan anak kedua dari 3 bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal TK Bhayangkari 42 - Pati tahun 1999, SDN Ngarus 02 - Pati tahun 2005, SMPN 02 Pati tahun 2008, dan SMAN 2 Pati tahun 2011. Setelah lulus dari SMA Penulis mengikuti Tes Masuk Program Diploma Teknik yang diselenggarakan oleh UNDIP Semarang dan diterima di Program Studi Diploma 3 Teknik Sipil UNDIP Semarang tahun

2011. Setelah lulus dari Diploma 3 Penulis mengikuti Tes Masuk Program S1 Lintas Jalur yang diselenggarakan ITS Surabaya dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS tahun 2014, Terdaftar sebagai Mahasiswa dengan NRP 3114106030. Di Jurusan Teknik Sipil Penulis mengambil bidang studi Hidroteknik. Penulis pernah aktif dalam beberapa organisasi maupun komunitas yaitu Himpunan Mahasiswa, Forum Studi Teknik, BEM UNDIP, SIMADES dan GMH. Bila ingin berbagi informasi dengan penulis bisa melalui email: hanggorowijaya@gmail.com